

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE MISTURAS DE SOLOS COM RESÍDUOS DE BORRACHA

FILIPE AFONSO BARBOSA MARCOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de mestre
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Doutora Professora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

Coorientador: Doutora Professora Sara Rios da Rocha e Silva

SETEMBRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,

“Man cannot remake himself without suffering, for he is both the marble and the sculptor.”
Alexis Carrel

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação representa o culminar de um longo percurso académico que não teria sido possível sem o esforço e apoio da minha família, a quem eu agradeço, especialmente aos meus pais.

Presto também agradecimento à minha orientadora, a Professora Doutora Cristiana Ferreira e à minha coorientadora Professora Doutora Sara Rios, que me auxiliaram sempre que necessário na realização desta dissertação e por terem possibilitado a oportunidade única de a realizar no Laboratório de Geotécnica do Departamento de Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Agradeço a toda equipa do laboratório, em especial à Daniela e à Catarina, pela ajuda e transmissão de conhecimento na realização de todos os ensaios, e aos meus colegas Ricardo, Janine e Claver pelo companheirismo e amizade durante este longo semestre.

Agradeço à secção de Geotecnia, alunos, professores e funcionários, que me acompanharam neste último ano de curso contribuindo para um ano de grande aprendizagem.

Aos colegas que me acompanharam de forma próxima nos anos de curso, nomeadamente ao Miguel Pinto, à Catarina Noverça, ao João Assunção, ao Tiago Sabença e à Sofia Castro que contribuíram de grande forma para a conclusão deste, ajudando sempre que necessário na superação das dificuldades, incentivando quando mostrava desmotivação.

À Ana Simão e ao Pedro Relvas pela amizade valiosa durante os momentos de aflição e felicidade que partilho desde há muitos anos.

Gostaria de agradecer ao Agrupamento 854 de Leça do Balio pelos ensinamentos e crescimento que me proporcionaram, contribuindo de grande forma para a pessoa que sou, moldada pelos princípios de companheirismo e procura do crescimento pessoal, em particular, à Rita Martins, à Carina Borges e à Sofia Lourenço, que me acompanham nestes 13 anos de vida escutista.

À Raquel Peixoto, que me apoia incondicionalmente e me acompanha com um sorriso.

Por último agradeço a ti, que estás a ler isto, valorizando todo o meu trabalho e esforço na realização deste documento.

RESUMO

Os pneus usados estão entre as fontes poluidoras mais problemáticas a nível mundial. A sua empilhagem em aterros de resíduos beneficia a proliferação de insetos e a probabilidade de incêndios. O facto de serem materiais altamente duráveis, resilientes, impermeáveis e disponíveis em grande quantidade apela à Engenharia Civil e às suas aplicações práticas. Neste trabalho estudou-se a possibilidade de utilizar resíduos de borracha triturada (diâmetro 0,01 mm – 0,8 mm) misturados com areia de Coimbra ou argila da Polónia de forma a melhorar o comportamento mecânico dos solos naturais assim como mitigar o fenómeno da liquefação. Os parâmetros físicos destes materiais já são conhecidos devido a trabalhos prévios de caracterização. As misturas de areia e borracha foram preparadas utilizando o método do acondicionamento húmido e as misturas de argila preparadas com o método da compactação estática.

Realizou-se uma análise granulométrica na argila de Polónia através de várias normas, assim como ensaios edométricos em amostras misturadas com diferentes percentagens de borracha. Os resultados mostram que das várias normas resultam curvas granulométricas distintas da argila da Polónia e sugerem a existência de uma diferença grande na fórmula de Stokes utilizada na norma europeia e na especificação LNEC usada em Portugal. Quanto aos ensaios edométricos, observou-se que com a adição de borracha o índice de compressibilidade e o módulo edométrico aumentam.

O programa experimental englobou ainda diversos ensaios triaxiais não drenados, em provetes de 50 mm e 70 mm de diâmetro, nos quais se efetuou corte estático e cíclico. Relativamente aos últimos, observou-se que os incrementos de carga sugeridos na norma japonesa ou americana provocam um “intervalo sombra” nos dados obtidos.

Dos resultados obtidos procurou-se definir as envolventes de rotura estáticas e cíclicas para determinar os parâmetros de resistência dos provetes, ou seja, o ângulo de atrito interno e a coesão efetiva. Além do mais, calculou-se o coeficiente de amortecimento histerético e o módulo de distorção e estudou-se grosseiramente o fenómeno da liquefação na areia de Coimbra e na borracha triturada. A utilização dos *bender elements* permitiu o cálculo da velocidade das ondas sísmicas que, em consequência, facultou o valor do módulo de distorção máximo.

Concluiu-se que o módulo de distorção reduz e o coeficiente de amortecimento aumenta com a distorção. A adição de borracha provoca uma redução do módulo de distorção embora não se tenha obtido evidência suficiente para a evolução do coeficiente de amortecimento. Quanto aos parâmetros de resistência verificou-se que o ângulo de atrito interno aumenta com a percentagem de borracha e suspeita-se que exista coesão efetiva. Relativamente ao fenómeno de liquefação, este foi completamente mitigado com a introdução da borracha na areia de Coimbra.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaaios triaxiais, Misturas de solo-borracha, Amortecimento, Rigidez, Liquefação, *Bender elements*, Parâmetros de resistência, Melhoramento de Solos

ABSTRACT

Scrap tires are among the most problematic sources of pollution worldwide. Their stockpiling in waste landfills benefits the proliferation of insects and the likelihood of fire ignition. The fact that they are durable, resilient, waterproof and available in large quantities appeals to Civil Engineering and its practical applications. In this work it was studied the possibility of using ground rubber (diameter 0,01 mm - 0,8 mm) mixed with Coimbra sand or Red clay in order to improve the mechanical behaviour of natural soils as well as mitigate the liquefaction potential. The physical parameters are known due to preliminary characterization studies. The mixtures of sand-rubber were prepared using moist tamping method while the mixtures of clay-rubber were prepared by static compaction method.

A granulometric analysis was carried out on Red clay using various standards, along with several edometric tests for this soil mixed with different rubber quantities. Results show distinct granulometric curves for each standard and suggest that there is a difference in the Stokes formula used in European standard and LNEC specification used in Portugal. Regarding oedometric tests, it was observed that with increasing rubber quantities the compressibility index and oedometric module increase as well.

The experimental program also included several monotonic and cyclic undrained triaxial tests on specimens with 50 mm and 70 mm in diameter. It was observed on the cyclic tests, that the loading scheme suggested in the Japanese and American standard results in a gap between data points.

Shear strength envelopes were plotted for both static and cyclic triaxial tests in order to calculate shear strength parameters, i.e. internal friction angle and effective cohesion. Shear modulus and hysteretic damping coefficient were calculated and a brief study was made on liquefaction potential on Coimbra sand and on isolated ground rubber. Bender-elements allowed the measurement of the propagation time of seismic waves and the calculation of their velocity. In consequence, it was possible to estimate the initial shear modulus of the mixtures.

It was found that the shear modulus reduces and the damping coefficient increases with specimen deformation. Higher rubber content reduces shear modulus but no strong evidence was found for the evolution of damping coefficient. Regarding shear strength parameters it was observed that the internal friction angle increases with the percentage of rubber and results suggest the existence of effective cohesion. As for liquefaction, it was concluded that the phenomena was completely mitigated when rubber was added to Coimbra sand.

KEYWORDS: Triaxial tests, Soil-rubber mixtures, Damping coefficient, Shear Modulus, Liquefaction, Bender elements, Shear Strength Parameters, Soil Improvement

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.1.1. PROBLEMA AMBIENTAL E APLICAÇÕES EM ENGENHARIA	1
1.1.2. ESTUDOS ANTERIORES	2
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.3. ORGANIZAÇÃO	3
2 ESTADO DE ARTE.....	5
2.1. MELHORAMENTO DE SOLOS.....	5
2.1.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.1.2. TIPOS DE MELHORAMENTO DE SOLOS	5
2.2. COMPORTAMENTO DINÂMICO	6
2.2.1. MÓDULO DE DISTORÇÃO.....	6
2.2.1.1. Curva de degradação e $G_{\text{máx}}$	8
2.2.2. COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO	10
2.2.3. AMORTECIMENTO GEOMÉTRICO	13
2.2.4. AMORTECIMENTO VISCOSO.....	14
2.2.4.1. Introdução.....	14
2.2.4.2. Modelos e métodos de cálculo.....	14
2.2.5. AMORTECIMENTO HISTERÉTICO.....	17
2.2.5.1. Introdução.....	17
2.2.5.2. Modelos e métodos de Cálculo.....	18
2.2.6. LIQUEFAÇÃO	20
2.2.6.1. Introdução.....	20
2.2.6.2. Fenómeno da Liquefação.....	22
2.2.6.3. Avaliação do Potencial de Liquefação	23
2.2.6.4. Mitigação da Liquefação	27

2.2.6.5. Caso prático da areia de Coimbra	28
2.2.7. ONDAS SÍSMICAS	28
2.2.7.1. Ondas Volumétricas.....	29
2.2.7.2. Ondas Superficiais	33
2.3. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS.....	35
2.3.1. ENSAIOS <i>IN SITU</i>	36
2.3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS.....	36
2.3.2.1. Ensaio de Coluna Ressonante	37
2.3.2.2. Ensaio Torsional Cíclico.....	38
2.3.2.3. Ensaio de Corte Direto Cíclico	39
2.3.2.4. Equipamento Piezoelétricos.....	40
2.3.2.5. Ensaio Triaxial.....	44
2.4. INVESTIGAÇÕES PRÉVIAS EM MISTURAS DE SOLO-BORRACHA.....	46
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	51
3.1. MATERIAIS	51
3.1.1. AREIA DE COIMBRA.....	51
3.1.2. ARGILA DA POLÓNIA	53
3.1.3. BORRACHA	56
3.1.4. MISTURAS.....	57
3.2. PROCEDIMENTO LABORATORIAL	61
3.2.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	61
3.2.1.1. Granulómetro.....	61
3.2.1.2. Determinação da curva granulométrica pela Norma Portuguesa (LNEC E 196-1966)	63
3.2.1.3. Peso Volúmico das Partículas Sólidas	66
3.2.2. MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE ONDAS SÍSMICAS	66
3.2.2.1. Equipamento	66
3.2.2.2. Procedimentos de ensaio.....	70
3.2.3. ENSAIO EDOMÉTRICO	72
3.2.3.1. Equipamento	72
3.2.3.2. Procedimentos de ensaio.....	74
3.2.4. ENSAIOS TRIAXIAIS	77
3.2.4.1. Descrição geral	77
3.2.4.2. Equipamento da câmara triaxial convencional <i>Bishop-Henkel</i>	78

3.2.4.3. Equipamento da câmara triaxial <i>Stress-Path</i> Bishop-Wesley.....	82
3.2.4.4. Equipamento da câmara triaxial cíclica.....	84
3.2.4.5. Procedimento de Ensaio	87
3.2.5. PLANO DE ENSAIOS	98
4 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	103
4.1. INTRODUÇÃO	103
4.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	103
4.2.1. RESULTADOS	103
4.3. MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS.....	107
4.4. ENSAIOS EDOMÉTRICO	108
4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS.....	112
4.5.1. FASE DE MOLDAGEM.....	112
4.5.2. FASES DE PERCOLAÇÃO, SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO	113
4.5.3. FASE DE CORTE	114
4.6. ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS.....	117
4.6.1. FASE DE MOLDAGEM.....	117
4.6.2. FASES DE PERCOLAÇÃO, SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO	118
4.6.3. FASE DE CORTE	118
4.6.3.1. Curvas de degradação do módulo de distorção e curvas do coeficiente de amortecimento	123
5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	131
5.1. EFEITO DA BORRACHA NOS PARÂMETROS DINÂMICOS DO SOLO	131
5.1. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	135
5.1.1. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM CONDIÇÕES ESTÁTICAS.....	135
5.1.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM CONDIÇÕES CÍCLICAS	138
5.1.3. COMPARAÇÃO ENTRE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA MONOTÓNICOS E CÍCLICOS	141
5.2. LIQUEFAÇÃO	142
5.2.1. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA.....	143
5.2.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA	145
6 CONCLUSÕES	149
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	149
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	150

7 BIBLIOGRAFIA 153

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Aterro de pneus em Sulaibiya, Kuwait: (a) Vista aérea (Alsultan, 2015); incêndio (DailyMail, 2013)	1
Figura 2.1 – Mudança de forma sem variação de volume, G (adaptado de Wood, 1990 citado por Pinto, 2016)...	7
Figura 2.2 – “Loop” histerético e módulo de distorção (adaptado de Park, 1998)	7
Figura 2.3 – Amortecimento de um mecanismo com um grau de liberdade	11
Figura 2.4 – Movimento descrito pelo sistema de acordo com as diferentes condições de amortecimento (adaptado de Moreira, 2015)	12
Figura 2.5 – Configuração geométrica da frente de onda em maciços semi-indefinidos e homogêneos: a) ondas volumicas; b) ondas superficiais (adaptado de Andersen (2007) citado por Costa, 2011)	14
Figura 2.6 – Modelo de Kelvin-Voigt (adaptado de Moreira, 2015)	15
Figura 2.7 – Modelo de Maxwell (adaptado de Moreira, 2015)	15
Figura 2.8 – Modelo de Zener (adaptado de Moreira, 2015)	16
Figura 2.9 – Oscilador de um grau de liberdade. Deslocamentos verticais da massa de um: (a) sistema muito amortecido; (b) sistema pouco amortecido (Costa, 2011)	18
Figura 2.10 – Curva de Histerese	18
Figura 2.11 – Pormenor do cálculo do amortecimento histerético	19
Figura 2.12 – Variação do coeficiente de amortecimento com o aumento da frequência em solos coesivos (adaptado de Fukuda <i>et al.</i> 1995)	20
Figura 2.13 – Efeitos da liquefação após o sismo de 1964: (a) no Alaska (U.S.Army, 1964); (b) em Niigata, no Japão (Wikipedia, 1964)	21
Figura 2.14 – Esquema simplificado de Ishihara (1985) para explicar a liquefação: a) antes da liquefação; b) durante a liquefação; c) após a liquefação (adaptado de Matos Fernandes, 2006)	21
Figura 2.15 – Liquefação por fluxo devido a carregamento cíclico ou monotónico: (a) curva de tensão-deformação; (b) trajetória de tensões (Kramer, 1996 adaptado de Soares, 2015)	22
Figura 2.16 – Zonas de Suscetibilidade aos fenómenos de liquefação	23
Figura 2.17 – Período de Retorno da liquefação em Portugal Continental (adaptado de Jorge, 1994)	24
Figura 2.18 – Fuso Granulométrico de solos com potencial de desenvolver liquefação (adaptado de Tsuchida, 1970)	25
Figura 2.19 – Comportamento de areias saturadas em condições não drenadas sob carregamento monotónico e cíclico (adaptado de Teixeira, 2015 e Viana da Fonseca, 2013)	26
Figura 2.20 – Comportamento de um solo submetido a ensaios triaxiais monotónicos não drenados (Soares, 2015)	27
Figura 2.21 – História temporal dos deslocamentos horizontais à superfície de um maciço num ponto a certa distância da fonte (Costa, 2011)	29
Figura 2.22 – Movimento das partículas devido à propagação das Ondas P (adaptado de Britannica, 2016)	30
Figura 2.23 - Movimento das partículas devido à propagação das Ondas S (adaptado de Britannica, 2016)	31

Figura 2.24 – Componentes no plano e fora do plano do deslocamento induzido pela propagação de ondas S (Costa, 2011)	32
Figura 2.25 – Valores típicos da velocidade de propagação de ondas volúmicas em formações geotécnicas (adaptado de Andersen, 2007)	33
Figura 2.26 – Movimento das partículas devido à propagação das Ondas Rayleigh (adaptado de Britannica, 2016).....	34
Figura 2.27 – Movimento das partículas devido à propagação das Ondas Love (adaptado de Britannica, 2016) .	35
Figura 2.28 – (a) Curva de degradação da distorção (G) (adaptado de Atkison e Stallebrass, 1991); (b) gama de distorções no solo para diferentes condições de carga (adaptado de Park, 1998).....	35
Figura 2.29 – Diferentes configurações do equipamento de coluna ressonante (Barros, 1996 citado por Ferreira, 2003).....	38
Figura 2.30 – Representação esquemática de um ensaio torsional cíclico em provete oco (adaptado de Barros, 1996, citado por Moreira, 2015).....	39
Figura 2.31 – Variação de tensões ao longo da secção transversal em diferentes tipos de provete: a) amostra maciça b) amostra oca (Pinto, 2016)	39
Figura 2.32 – Modelo idealizado do carregamento num ensaio de corte direto cíclico (adaptado de Barros, 1996, citado por Ferreira, 2003)	40
Figura 2.33 – Curva de histerese (adaptado de Barros, 1996, citado por Ferreira, 2003).....	40
Figura 2.34 – Constituição de um equipamento piezoelétrico (Dyvik e Madshus, 1985)	41
Figura 2.35 – Equipamentos piezoelétricos ligados: a) em série; b) em paralelo (adaptado de Dyvik e Madshus, 1985).....	41
Figura 2.36 – Modelo típico de um equipamento piezoelétrico <i>bender element</i> (Pinto, 2016)	43
Figura 2.37 – Sinais emissíveis (adaptado de Ferreira, 2009)	44
Figura 2.38 – Esquema do ensaio triaxial cíclico (Pinto, 2016)	45
Figura 2.39 – (a) Esquema de carregamento; (b) trajetória de tensões, de um ensaio triaxial cíclico (adaptado de Barros, 1996 citado por Ferreira, 2003)	45
Figura 2.40 – (a) Curva de amortecimento-distorção para diferentes percentagens de borracha, com pressão de confinamento de 345kPa; (b) curva de degradação do módulo de distorção de um provete com 100% borracha, com diferentes pressões de confinamento (adaptado de Sutter e Feng, 2000).....	47
Figura 2.41 – Módulo de distorção máximo versus percentagem de borracha para diferentes pressões de confinamento (adaptado de Nakhaei <i>et al.</i> 2012)	48
Figura 2.42 – Índice de Vazios de uma mistura de solo-borracha para cálculo dos modelos hiperbólicos de degradação do módulo de distorção, G/G _{máx}	49
Figura 2.43 – Exemplo da influência da percentagem de borracha, em peso, no comportamento estático da mistura de areia-borracha (adaptado de Bali Reddy <i>et al.</i> 2015).....	50
Figura 3.1 – Coimbra, Portugal (adaptado de GoogleMaps, 2016)	51
Figura 3.2 – Micrografia da areia de Coimbra (Castro, 2015).....	52

Figura 3.3 – Curva Granulométrica da areia de Coimbra, a vermelho, com os limites de solos que desenvolveram liquefação sugeridos por Tsuchida (1970), a preto (adaptado de Castro, 2015)	52
Figura 3.4 – Argila da Polónia	53
Figura 3.5 – Origem da argila da Polónia, “Red Clay”: (a) montanhas Holy Cross; (b) área de Silesian-Cracow (Kijanka, 2016)	54
Figura 3.6 – Local de extração do material RC, região de Patoka (GoogleMaps, 2016).....	54
Figura 3.7 – Curva Granulométrica da argila da Polónia (adaptado de Kijanka, 2016)	55
Figura 3.8 – Ensaio Proctor Normal na argila da Polónia (adaptado de Kowalska, 2015, citado por Kijanka, 2016)	56
Figura 3.9 – Borracha triturada, de granulometria entre 0 e 0,8mm.....	56
Figura 3.10 – Curva Granulométrica da Borracha (adaptado da Ficha Técnica Biosafe)	57
Figura 3.11 – Comparação da Curva Granulométrica da areia de Coimbra e da borracha triturada (Rios <i>et al.</i> , 2016)	58
Figura 3.12 – Mistura de 90% areia de Coimbra e 10% borracha triturada	59
Figura 3.13 – Mistura de 70% areia de Coimbra e 30% borracha triturada	59
Figura 3.14 – Mistura de 50% areia de Coimbra e 50% borracha triturada	60
Figura 3.15 – Mistura de 90% argila da Polónia e 10% borracha triturada	60
Figura 3.16 – Mistura de 50% argila da Polónia e 50% borracha triturada	60
Figura 3.17 – Provetes moldados de argila da Polónia com adição de borracha (fotografia cedida por Kijanka, 2016)	61
Figura 3.18 – Granulómetro da <i>Beckman Coulter</i> , Laboratório e Química, FEUP	62
Figura 3.19 – Processo de preparação do solo para o ensaio no granulómetro	62
Figura 3.20 – Resultados do ensaio no granulómetro do Laboratório de Química, FEUP, da argila da Polónia ..	63
Figura 3.21 – Fração arenosa depositada no fundo do frasco.....	63
Figura 3.22 – Equipamento utilizado: (a) para efetuar a sedimentação; (b) para efetuar peneiração mecânica	64
Figura 3.23 – Curva granulométrica da argila da Polónia segundo a Norma Portuguesa (LNEC E 196-1966), obtida no Laboratório de Geotecnia da FEUP.....	65
Figura 3.24 – <i>Bender element</i> da placa de base da câmara triaxial <i>Stress-Path</i>	67
Figura 3.25 – Gerador de funções TTI TG 1010®.....	67
Figura 3.26 – Amplificador transmissor e amplificador recetor de sinais	68
Figura 3.27 – Osciloscópio Tektronix TDS200® em funcionamento	68
Figura 3.28 – Computador do LabGeo da FEUP instalado com o <i>software</i> WaveStar®	69
Figura 3.29 – Esquema de funcionamento do equipamento de medição de velocidade de ondas sísmicas	69
Figura 3.30 – Determinação do tempo de propagação de uma onda P, t_p	70
Figura 3.31 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, t_s	71

Figura 3.32 – Determinação do atraso na resposta do sistema.....	72
Figura 3.33 – Esquema simplificado do ensaio edométrico (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	72
Figura 3.34 – (a) Equipamento edométrico Wykeham Farrance ®; (b) <i>software</i> ADU ® (LabGeo).....	73
Figura 3.35 – Diferentes pesos disponíveis para a realização do ensaio edométrico.....	74
Figura 3.36 – Diagramas tensão efetiva vertical versus índice de vazios de uma amostra de argila, submetida a um ensaio edométrico com a tensão efetiva em escala aritmética, a) e com a tensão efetiva em escala logarítmica, b) (Matos Fernandes, 2006).....	75
Figura 3.37 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo (Matos Fernandes, 2006)	76
Figura 3.38 – (a) Esquema geral da prensa com célula triaxial; (b) pormenor da célula triaxial (Matos Fernandes, 2006).....	78
Figura 3.39 – Câmara triaxial convencional Bishop-Henkel do LabGeo, na FEUP	78
Figura 3.40 – (a) Computador com o <i>software</i> MultiGeo®; (b) transdutores de pressão	79
Figura 3.41 – (a) Sistema com reguladores de pressão de ar; (b) controlador automático de pressão e volume da marca GDS®	80
Figura 3.42 – Pressão CP regulada pelo: (a) controlador automático; (b) compressor de ar	81
Figura 3.43 – Medidor de volume	81
Figura 3.44 – Esquema de uma câmara triaxial <i>Stress-Path</i> (Viana da Fonseca, 1996).....	82
Figura 3.45 – (a) Câmara triaxial <i>Stress-Path</i> ; (b) <i>bender elements</i> embutidos nas placas de base e topo.....	83
Figura 3.46 – Equipamento regulador das pressões BP e CP da câmara triaxial <i>Stress-Path</i>	83
Figura 3.47 – Computador com o <i>software</i> TRIAX®	84
Figura 3.48 – (a) Equipamento de reação da câmara triaxial cíclica; (b) borracha para efetuar extensão axial	84
Figura 3.49 – Computador com o <i>software</i> DynaTester V3	85
Figura 3.50 – (a) Transdutor <i>Hall-Effect</i> axial; (b) transdutor <i>Hall-Effect</i> radial (Kijanka, 2016)	86
Figura 3.51 – LVDT's axiais instalados num provete	87
Figura 3.52 – Esquema da técnica de <i>moist tamping</i>	88
Figura 3.53 – Equipamento de compactação estática (Kijanka, 2016)	88
Figura 3.54 – (a) Mistura homogeneizada, a seco, de areia de Coimbra e borracha triturada; (b) mistura após adição de água	89
Figura 3.55 – Cápsulas com porções de solo para cálculo do teor de água inicial	90
Figura 3.56 – Processo de preparação do papel de filtro e das pedras porosas	90
Figura 3.57 – Marcação numa membrana impermeável de latex usada	91
Figura 3.58 – (a) Fixação da membrana à base do pedestal com 2 <i>o-rings</i> ; (b) ajuste da membrana às paredes interiores do molde tripartido metálico	91
Figura 3.59 – Processo de compactação do provete	92
Figura 3.60 – Provete sujeito a uma pressão de vácuo de 10kPa, após se retirar o molde metálico	92

Figura 3.61 – Selagem e enchimento da câmara triaxial	93
Figura 3.62 – Processo de percolação de CO ₂ : (a) garrafa de armazenamento; (b) balde com água	93
Figura 3.63 – Quantidade de água percolada para um recipiente de plástico	94
Figura 3.64 – Variação de volume de água durante a consolidação de uma amostra	96
Figura 3.65 – Deformação de um provete após corte estático	96
Figura 3.66 – Esquema de carregamento cíclico	97
Figura 3.67 – Curva de degradação do módulo de distorção onde se denota o “intervalo sombra” de informação	97
Figura 3.68 – Curva de degradação do módulo de distorção com escalões intermédios	98
Figura 4.1 – Curva granulométrica da argila da Polónia, resultados do granulómetro	104
Figura 4.2 – Curva Granulométrica pela norma Europeia CEN-ISO	105
Figura 4.3 – Curva granulométrica pela norma Europeia CEN-ISO, com correção de fórmula	106
Figura 4.4 – Análise Granulométrica da argila da Polónia com recurso a diferentes normas	106
Figura 4.5 – Curva de compressibilidade da argila da Polónia sem adição de borracha	109
Figura 4.6 – Curva de compressibilidade da argila da Polónia com 10% de borracha adicionada	110
Figura 4.7 – Curva de compressibilidade da argila da Polónia com 50% de borracha adicionada	110
Figura 4.8 – Comparação do módulo Edométrico dos diferentes ensaios	112
Figura 4.9 – Relação q - ε_a e Δu - ε_a dos diferentes ensaios triaxiais estáticos, agrupados segundo o tipo de solo e percentagem de borracha, fazendo variar a pressão de confinamento	115
Figura 4.10 - Relação q - ε_a dos diferentes ensaios triaxiais estáticos, agrupados segundo o tipo de solo e pressão de confinamento, fazendo variar a percentagem de borracha	117
Figura 4.11 – Definição das variáveis para cálculo do módulo de distorção e coeficiente de amortecimento (Rios <i>et al.</i> , 2016)	120
Figura 4.12 – Comparação de dois ciclos de carga para dois escalões de carregamento distintos: (a) e (b), na câmara triaxial <i>Stress-Path</i> , para o 5º ciclo do 1º e 5º escalão, respetivamente; (c) e (d), na câmara triaxial cíclica, para o 5º ciclo do 1º e 8º escalão, respetivamente	121
Figura 4.13 – Ciclo com definição suficiente para cálculo do coeficiente de amortecimento e do módulo de distorção	122
Figura 4.14 – Evolução da extensão axial do ensaio CS_10_50_(1) com o número de ciclos	123
Figura 4.15 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial CS_10_100_(1)	124
Figura 4.16 – Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial CS_10_50_(1)	124
Figura 4.17 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial CS_50_50_(1)	125
Figura 4.18 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial RC_0_50	125
Figura 4.19 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial RC_10_50	126
Figura 4.20 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial Rubber_50	126

Figura 4.21 - Variação do coeficiente de amortecimento ao longo das diferentes fases de um ensaio triaxial cíclico numa câmara <i>Stress-Path</i> (Pinto, 2016).....	127
Figura 4.23 – Trajetória de tensões q - p' do ensaio triaxial cíclico CS_10_50_(3).....	128
Figura 4.24 - Curva G - γ e D - γ do ensaio triaxial CS_10_50_(3)	128
Figura 4.25 - Curva E_{eq} - $(\epsilon_a)_{SA}$ e D - $(\epsilon_a)_{SA}$ do ensaio triaxial CS_10_50_(2)	129
Figura 4.26 - Curva E_{eq} - $(\epsilon_a)_{SA}$ e D - $(\epsilon_a)_{SA}$ do ensaio triaxial CS_50_50_(2)	129
Figura 5.1 – Comparação da curva D - γ em função da percentagem de borracha, para as amostras de argila	131
Figura 5.2 - Comparação da curva G - γ em função da percentagem de borracha, para as amostras de argila	131
Figura 5.3 - Comparação da curva D - γ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial <i>Stress-Path</i>	132
Figura 5.4 - Comparação da curva G - γ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial <i>Stress-Path</i>	132
Figura 5.5 - Comparação da curva D - $(\epsilon_a)_{SA}$ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial cíclica.....	133
Figura 5.6 - Comparação da curva E_{eq} - $(\epsilon_a)_{SA}$ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial cíclica.....	133
Figura 5.7 - Comparação da curva D - γ em função da pressão de confinamento, para as amostras de areia	134
Figura 5.8 - Comparação da curva G - γ em função da pressão de confinamento, para as amostras de areia	134
Figura 5.9 – Trajetória de tensões e linha de rotura de todos os ensaios triaxiais monotónicos, assumindo $c'=0$	136
Figura 5.10 - Trajetória de tensões e linha de rotura de todos os ensaios triaxiais estáticos, assumindo a existência de coesão	138
Figura 5.11 - Trajetória de tensões e linha de rotura de todos os ensaios triaxiais cíclicos, assumindo $c'=0$	139
Figura 5.12 - Trajetória de tensões e linha de rotura para a mistura de areia com 50% de borracha, assumindo a existência de coesão	140
Figura 5.13 – Envoltório de rotura do carregamento monotónico e do carregamento cíclico para a mistura de areia de Coimbra com 50% de borracha.....	141
Figura 5.14 - Envoltório de rotura do carregamento monotónico e do carregamento cíclico para a mistura de areia de Coimbra com 10% de borracha.....	142
Figura 5.15 – Trajetória de tensões para os ensaios monotónicos não drenados no espaço q - p' (Teixeira, 2015)	144
Figura 5.16 – Relação entre o excesso de pressão neutra e a deformação axial da areia de Coimbra sujeita a uma carga estática (Teixeira, 2015).....	144
Figura 5.17 – Trajetória de tensões e excesso de pressão neutra	145
Figura 5.18 – Ábaco de Andrus e Stokoe (2000): relação entre CRR ou CSR e V_{S1}	146

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Nível de Importância dos fatores que afetam o módulo de distorção do solo (adaptado de Barros, 1996)	8
Tabela 2 – Fatores que afetam a relação $G/G_0-\gamma$ (adaptado de Barros, 1996)	10
Tabela 3 – Fatores que afetam o coeficiente de amortecimento (adaptado de Santos, 1999)	13
Tabela 4 – Ensaios <i>in situ</i> mais utilizados para avaliação do módulo de distorção dos solos (adaptado de Santos, 1999)	36
Tabela 5 – Ensaios laboratoriais mais utilizados para avaliação do módulo de distorção dos solos e do coeficiente de amortecimento histerético (adaptado de Santos, 1990)	37
Tabela 6 – Comportamento de elementos piezocerâmicos em função do tempo (Pinto, 2016)	42
Tabela 7 – Parâmetros físicos da areia de Coimbra	53
Tabela 8 - Análise Química da argila da Polónia (Kijanka, 2016)	55
Tabela 9 – Características da argila da Polónia	56
Tabela 10 – Parâmetros da Borracha triturada (adaptado da Ficha Técnica Biosafe)	57
Tabela 11 – Misturas utilizadas e parâmetros físicos	58
Tabela 12 – Abertura dos peneiros da série ASTM (Matos Fernandes, 2006)	64
Tabela 13 – Esquema de carregamento do ensaio Edométrico	76
Tabela 14 – Valores teóricos de B para diversos tipos de solos (Matos Fernandes, 2006)	95
Tabela 15 – Parâmetros obtidos a partir dos diferentes tipos de ensaio efetuado	99
Tabela 16 – Plano de ensaios realizado	100
Tabela 17 – Plano de ensaios com indicação dos parâmetros de partida para moldagem dos provetes	101
Tabela 18 – Diâmetro efetivo e percentagem de argila	107
Tabela 19 – Parâmetros determinados da medição de ondas sísmicas	108
Tabela 20 – Dados obtidos do ensaio edométrico	111
Tabela 21 – Parâmetros fornecidos pelas curvas edométricas	112
Tabela 22 – Parâmetros obtidos de cada ensaio após moldagem do provete	113
Tabela 23 – Parâmetros obtidos de cada ensaio após as fases de percolação, saturação e consolidação	113
Tabela 24 - Parâmetros obtidos de cada ensaio após moldagem do provete	118
Tabela 25 – Parâmetros obtidos de cada ensaio após as fases de percolação, saturação e consolidação	118
Tabela 26 – Planeamento dos escalões de carga	119
Tabela 27 – Parâmetros de resistência das diferentes misturas, assumindo $c'=0$	137
Tabela 28 – Parâmetros de resistência das diferentes misturas em condições monotónicas, assumindo a existência de coesão	138
Tabela 29 – Parâmetros de resistência das diferentes misturas, assumindo $c'=0$	140

Tabela 30 – Parâmetros de resistência da mistura de areia com 50% de borracha, assumindo a existência de coesão	141
Tabela 31 – Parâmetros durante a fase de corte estático.....	143
Tabela 32 – Comportamento durante a fase de corte estático	145
Tabela 33 – Cálculo do parâmetro CSR_{tx} e de $a_{máx}$	147

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABREVIATURAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

BE, BE_T, BE_R – *Bender Element, Bender Element* Recetor, *Bender Element* Transmissor

BP – *Back-Pressure*, contra-pressão, poropressão

CL – Argila Magra

CP – *Confining-Pressure*, pressão de confinamento

CPT – *Cone Penetration Test*

CR – Coluna ressonante

CRR – Razão de resistência cíclica

CRS – Razão de ação cíclica

CS – Areia de Coimbra

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

HE – Transdutores *Hall-Effect*

LabGeo – Laboratório de Geotecnia da FEUP

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LVDT – *Linear Variable Differential Transformers*

P – Onda de Compressão

RC – Argila da Polónia

S – Onda de Corte

SASW – *Spectral Analysis of Surface Waves*, Análise espectral de ondas superficiais

SCPT – *Seismic Cone Penetration Test*

SP – Areia mal graduada

SPT – *Standard Penetration Test*

TDA – *Tyre-derived aggregate*, agregados derivado de pneu

TX – Célula triaxial convencional

TX-C – Célula triaxial Cíclica

TX-SP – Célula triaxial *Stress-Path*

SÍMBOLOS

A – Área

$a_{máx}$ – Aceleração horizontal máxima da superfície do solo

A_t – Atividade de um mineral de argila

B – Parâmetro de pressões neutras de Skempton

c – Amortecedor

c' – Coesão efetiva

C_c – Índice de compressibilidade

C_C – Coeficiente de curvatura

C_r – Índice de recompressibilidade

C_s – Índice de expansibilidade

C_U – Coeficiente de uniformidade

c_v – Coeficiente de consolidação vertical

D – Diâmetro ou coeficiente de amortecimento

D_{10} – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica

$D_{\%}$ – Diâmetro correspondente à % de material passado numa curva granulométrica

$e, e_0, e_{min}, e_{máx}$ – Índice de vazios, inicial, mínimo, máximo

E – Módulo de Young, módulo de deformabilidade

E_{eq} – Módulo de deformabilidade equivalente

F – Força aplicada

$f(e)$ – Função do índice de vazios

$G, G_{máx}, G_0, G_s$ – Módulo de distorção, máximo, inicial ou densidade das partículas sólidas

g – Aceleração da gravidade

H – Altura

I_C – Índice de consistência

I_L – Índice de liquidez

I_P – Índice de plasticidade

k – Rigidez da mola

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

L – Largura ou distância percorrida pela onda sísmica de um *bender-element* a outro

M – Razão de tensões no estado crítico; módulo confinado

m – Massa

P_a – Pressão atmosférica

p' – Tensão efetiva de confinamento

q – Tensão de desvio

R – Raio

S_r – Grau de saturação

t_s, t_p, t_a – Tempo de chegada da onda de corte, de compressão, tempo de atraso

u – Pressão neutra, pressão na água dos poros ou pressão intersticial

V, V_a, V_s, V_v, V_w – Volume de uma amostra de solo, de ar, das partículas sólidas, de vazios, da água

v_s – Velocidade de sedimentação de uma partícula

V_p, V_s, V_L, V_R – Velocidade de propagação da onda de compressão, onda de corte, Lova, Rayleigh

V_{Sl} – Velocidade de propagação normalizada da onda de corte

w, w_o – Teor em água, teor em água ótimo

w_L, w_p – Limite de liquidez, plasticidade

γ – Deformação por corte, distorção

$\gamma, \gamma_s, \gamma_d, \gamma_w$ – Peso volúmico, peso volúmico das partículas sólidas, seco, água

Δ – Incremento, diferença, variação de uma grandeza

Δu – Excesso de pressão neutra

$\epsilon_a, \epsilon_v, \epsilon_h$ – Extensão axial, vertical, horizontal

$(\epsilon_a)_{SA}$ – Extensão histerética de cada ciclo

ϵ_r – Extensão radial

ϵ_{vol} – Extensão volumétrica

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Massa volúmica

σ_h, σ'_h – Tensão total horizontal, tensão efetiva horizontal

$\sigma_{h0}, \sigma'_{h0}$ – Tensão total horizontal de repouso, tensão efetiva horizontal de repouso

σ_v, σ'_v – Tensão total vertical, tensão efetiva vertical

$\sigma_{v0}, \sigma'_{v0}$ – Tensão total vertical de repouso, tensão efetiva vertical de repouso

σ_d, σ_a – Tensão de desvio, axial

σ'_m, σ'_c – Tensão efetiva média, tensão efetiva de confinamento

τ – Tensão de corte

ψ – Parâmetro de estado

ϕ' – Ângulo de atrito interno, efetivo

ϕ'_{cr}, ϕ'_{cv} – Ângulo de atrito crítico, ângulo de atrito a volume constante

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

1.1.1. PROBLEMA AMBIENTAL E APLICAÇÕES EM ENGENHARIA

A crescente indústria automóvel nos últimos dois séculos, além dos efeitos poluidores já conhecidos provenientes dos gases exaustores, trouxe consigo outros problemas ambientais com origem nos pneus em fim de vida. Devido à pouca procura, reciclagem e reutilização de pneus usados face à oferta, estes foram depositados em aterros, sendo uma das maiores e mais problemáticas fontes de resíduos (ASTM, 2004). A maior sucata de pneus usados localiza-se em Sulaibiya, no Kuwait, com capacidade para albergar mais de 7 milhões de pneus (DailyMail, 2013), onde a 16 de Abril de 2012 houve um incêndio estimado de 5 milhões de pneus.



(a)



(b)

Figura 1.1 – Aterro de pneus em Sulaibiya, Kuwait: (a) Vista aérea (Alsultan, 2015); incêndio (DailyMail, 2013)

Atualmente, a diretiva comunitária 1999/31/EC proíbe o seu empilhamento por ocuparem demasiado espaço, serem fonte de incêndio e geradores de insetos como mosquitos (portadores de doenças). Aliado ao facto de serem materiais construídos para serem bastantes resilientes e duráveis pois mantêm as suas propriedades químicas demorando anos a decompor-se completamente (Hoffman, 1974), é interessante procurar soluções mais sustentáveis para pneus em fim de vida. É preferível reciclar e reutilizar os resíduos de borracha da maneira mais económica e ambientalmente mais

benéfica em vez de usá-los na produção de combustível derivado de pneus (TDF), agravando as fontes de fumo tóxico e a poluição ambiental.

Sendo o Setor da Construção e da Engenharia Civil uma área com um potencial económico muito elevado e com necessidade de grandes quantidades de material para diversas obras e projetos, a utilização de resíduos de pneu é viável devido às propriedades da borracha: baixa densidade, alta durabilidade, alto isolamento térmico e baixo custo (Humphrey, 1999; Xu *et al.*, 2009). Acresce o fato de as misturas de solo-borracha não terem efeitos poluidores no ambiente. Após uma série de estudos de campo e de laboratório provou-se que as concentrações de metais estão dentro dos limites protocolados, não apresentando risco de contaminação da água nem da ecologia local (Liu *et al.*, 2000).

Para este fim, várias dimensões de borracha podem ser recuperadas dos pneus usados (Heitzman, 1992) e classificadas grosseiramente como pneu inteiro, tiras de pneu, pneu triturado, borracha moída e pó de borracha (Siddique, 2007). Atualmente existe uma norma que distingue estes resíduos com melhor rigor e em função da percentagem de metais presentes (ASTM, 2004).

Sob este prisma, diversas alternativas de reutilização são consideradas e sugeridas em função do tamanho das partículas (European Tyre & Rubber Industry 2014). Apresentam-se aqui algumas dessas recomendações:

- Pneu inteiro: proteção costeira, estabilização de encostas, barreiras sonoras ou aterros rodoviários;
- Pneus triturados: também conhecidos como agregados derivados de pneu (TDA), usam-se como material drenante, fundação de estradas ou caminhos-de-ferro ou camadas de enchimento de pontes e estruturas de suporte de terras;
- Granulado e pó de borracha: após retirados os metais e as componentes de vidro ou plástico, pode ser usado para fabricar mobília, sinais de trânsito, produtos em borracha ou em pavimentos asfálticos;

1.1.2. ESTUDOS ANTERIORES

No âmbito da Engenharia Civil, diversos autores realizaram estudos para avaliar o comportamento e a integração da borracha ou misturas de solo-borracha como camada drenante em aterros (Reddy e Saichek, 1998; Reddy e Marella, 2001), pavimentos de asfalto (Eleazer e Barlaz, 1992; Liang e Lee, 1996; Maupin Jr, 1996), camada de enchimento, reforço de solo, paredes de retenção (Ahmed e Lovell, 1993; Humphrey *et al.*, 1993; Lee e Roh, 2007; Lee *et al.*, 1999), mitigação de cargas e vibrações sísmicas (Hazarika *et al.*, 2008; Tsang, 2008; Xu *et al.*, 2009).

O presente trabalho não aborda a utilização deste material para um uso específico, mas sim uma visão mais generalista das propriedades dinâmicas de misturas de solo com resíduos de borracha, para obtenção de parâmetros dinâmicos como o módulo de rigidez e o coeficiente de amortecimento. Nesta perspetiva, inúmeros trabalhos foram realizados ao longo das últimas décadas, com o intuito de avaliar o comportamento e os efeitos da introdução da borracha, como por exemplo os trabalhos de Sutter e Feng (2000), Mashiri *et al.* (2013) e Pistolas *et al.* (2015). No seguimento de uma dissertação de mestrado anterior (Kijanka, 2016), foram realizados ensaios triaxiais não drenados, edómetros e análises granulométricas em provetes de argila da Polónia e areia de Coimbra misturados com diferentes percentagens de borracha, em peso.

1.2. OBJETIVOS

Com o objetivo de estudar o comportamento dinâmico de misturas de solos com resíduos de borracha, esta dissertação assume diferentes abordagens.

O primeiro e principal objetivo é o estudo de parâmetros dinâmicos como o módulo de distorção e o coeficiente de amortecimento, recorrendo a ensaios triaxiais cíclicos não drenados em diferentes equipamentos: triaxial convencional, *Stress-Path* e triaxial cíclico, complementados com o uso de *Bender Elements* (BE) e instrumentação interna (*Hall-Effect's*), para melhor precisão dos resultados. Procurou-se obter resultados semelhantes à bibliografia estudada.

O segundo objetivo é a análise, em condições estáticas e cíclicas, das envolventes de rotura e dos parâmetros de resistência das diferentes misturas de solo-borracha onde se faz variar a percentagem dos diferentes materiais. Para este estudo, recorre-se a ensaios monotónicos e cíclicos, em condições não drenadas, assim como a ensaios edométricos em provetes com argila da Polónia.

Um terceiro objetivo, com carácter mais informativo, é realizar uma Análise Granulométrica à argila da Polónia assente na norma Portuguesa do LNEC, para comparação com as normas Polaca e Europeia. Como complemento a estas análises, também é realizado um ensaio no granulómetro a laser do Laboratório de Química da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

1.3. ORGANIZAÇÃO

Com o intuito de ser o mais detalhado e completo possível, este documento encontra-se dividido em 6 capítulos, correspondentes a diferentes fases do trabalho desenvolvido.

No primeiro capítulo apresenta-se a problemática associada ao uso dos resíduos de borracha em Engenharia Civil, com a exposição dos objetivos a atingir e a organização do documento.

O segundo capítulo corresponde ao estado de arte, onde se introduz todos os conceitos teóricos, modelos, parâmetros e aspetos que se consideraram relevantes no âmbito desta dissertação procurando-se expor o conhecimento de uma forma clara e simples. Abordou-se o melhoramento de solos em geral, assim como o comportamento dinâmico, o fenómeno da liquefação e as ondas sísmicas, com especial atenção aos modelos viscoelásticos e à distinção entre amortecimento viscoso e amortecimento histerético.

No terceiro capítulo, denominado de programa experimental, procura-se detalhar e explicar o processo laboratorial e os materiais utilizados, sendo assim um guia dos procedimentos realizados.

O quarto capítulo apresenta os resultados obtidos para cada tipo de ensaio: análise granulométrica, ensaio edométrico e ensaios triaxiais.

No quinto capítulo são discutidos e analisados os dados obtidos de forma a estudar os parâmetros de resistência, o fenómeno da liquefação assim como o comportamento dinâmico.

O sexto e último capítulo resume as conclusões retirados do estudo desenvolvido e tece algumas sugestões para trabalhos futuros.

2

ESTADO DE ARTE

2.1. MELHORAMENTO DE SOLOS

2.1.1. INTRODUÇÃO

As obras de Engenharia Civil requerem certas características comportamentais e exigências de segurança dos materiais que as constituem de forma a dar resposta às solicitações estáticas ou cíclicas previstas em Projeto. No ramo de especialização de Geotecnia, também estas capacidades são exigidas dos solos naturais ou artificiais com que se trabalha, havendo necessidade de proceder à melhoria das propriedades dos mesmos quando estas não são cumpridas.

Sendo este um assunto bastante extenso e com um campo de conhecimento alargado, apenas se apresentam os exemplos mais vulgares de situações onde é necessária intervenção para melhoramento de solos e as soluções mais correntemente utilizadas (Matos Fernandes, 2011):

- Estabilidade de aterros sobre solos argilosos moles: quando o solo não tem resistência suficiente para sustentar o carregamento e apresenta risco de rotura por uma superfície de deslizamento, recorre-se a um reforço do solo de fundação com a construção de colunas de brita ou reforço da base do aterro com geossintético;
- Solos arenosos suscetíveis a fenómenos de liquefação: em solos que perdem resistência sob efeito de cargas estáticas ou cíclicas com assentamentos significativos e consequências drásticas nas estruturas sobrejacentes, pratica-se comumente a vibrocompactação, compactação dinâmica ou vibrosubstituição;
- Compactação de solos para obras de aterro: quando interessa modificar as propriedades dos solos para obtenção de melhores valores de resistência ao corte, rigidez, ângulo de atrito e permeabilidade, usam-se equipamentos de compactação como cilindros vibradores.

Para o leitor mais interessado nestes assuntos, o autor sugere a seguinte bibliografia: (JGS, 1998) e (Borges, 1995) para acautelar a liquefação e reforço de bases de aterro com geossintético, respetivamente.

A grande diversidade das tecnologias atuais, apesar de não serem expostas com detalhe neste documento, enquadram-se num determinado tipo de melhoramento de solos.

2.1.2. TIPOS DE MELHORAMENTO DE SOLOS

A finalidade e comportamento desejado, assim como o custo de implementação, influenciam o tipo de estabilização a ser efetuado, podendo atingir-se o melhoramento de solo de forma mecânica ou química (Castro, 2015).

Nesta perspetiva, quando se melhoram as características do solo por alteração da sua curva granulométrica, índice de vazios ou mistura com outras partículas, a estabilização do solo é de origem

mecânica. Já a segunda opção consiste na alteração das propriedades intrínsecas do solo com a adição de químicos (sulfatos, álcalis, hidróxido de cálcio, carbonato de sódio, silicato de sódio, cloreto de cálcio, hidróxido de cálcio, etc.) ou minerais (cal, cimento, cloreto de sódio, cinzas volantes, escórias metalúrgicas, entre outros), resultando em melhores características quando comparadas com a estabilização mecânica (Castro, 2015). Em ambos os casos pode-se obter maior resistência ao corte, coeficiente de amortecimento, melhores ângulos de atrito, isolamento térmico e permeabilidade, entre outros parâmetros que interessam às obras de geotecnia.

No âmbito da melhoria do comportamento em geral, recorrendo à estabilização mecânica através da mistura com outras partículas e materiais, vários estudos têm sido realizados com adição, a solos naturais, de bambu ou coco (Sottomayor e Casagrande, 2015), polímeros (Senez e Casagrande, 2016) ou fibras de sisal (Pereira *et al.*, 2016; Silveira e Casagrande, 2016), obtendo-se resultados satisfatórios relativamente ao seu comportamento tensão-deformação. A solução considerada e estudada nesta dissertação é a introdução de resíduos de borracha de pneus usados com dimensões entre 0,01-0,8mm, o que corresponderá a uma estabilização do tipo mecânico.

A utilização de borracha ou misturas de solo-borracha tem sido alvo de avaliação nas últimas décadas de forma a acautelar a liquefação (Hong *et al.*, 2015; Hyodo *et al.*, 2007; Promputthangkoon e Hyde, 2007), mitigar vibrações sísmicas (Rios *et al.*, 2016; Tsang, 2008; Xu *et al.*, 2009), minimizar pressões de terra dinâmicas (Lee e Roh, 2007), assim como as suas características de compactação, permeabilidade, compressibilidade, resistência ao corte e módulo de rigidez.

No presente trabalho estuda-se o comportamento dinâmico das misturas de solo-borracha, assim como o seu comportamento em condições monotónicas.

2.2. COMPORTAMENTO DINÂMICO

Os principais parâmetros dinâmicos que definem o comportamento dinâmico de um solo são o módulo de distorção e o coeficiente de amortecimento. Ambos variam com o aumento da deformação, ao contrário de outros parâmetros estáticos (Moreira, 2015).

Estes parâmetros combinados com o conhecimento da frequência natural de determinado sistema são importantes para procurar soluções para os problemas de engenharia sísmica ou de vibração induzida por atividade humana. De forma a mitigar os efeitos de um carregamento cíclico - que afetam tanto a estrutura como o solo - é necessário recorrer a ferramentas de modelação numérica ou analítica, que necessitam de uma caracterização cada vez mais sofisticada e realista do solo.

Nos seguintes subcapítulos procura-se expor algumas definições e modelos de cálculo destes dois parâmetros, assim como desenvolver sobre o fenómeno da liquefação. Finalmente, pretende-se abordar algumas noções de ondas sísmicas e apresentar alguns métodos de determinação das propriedades dinâmicas, com ensaios *in situ* e ensaios de laboratório.

2.2.1. MÓDULO DE DISTORÇÃO

Relativamente ao módulo de distorção, este pode ser entendido como a rigidez de determinado material quando se encontra sujeito a deformações de corte, ou seja, distorções. Este parâmetro está associado a uma mudança de forma, mas não obrigatoriamente de volume, como se pode observar na Figura 2.1.

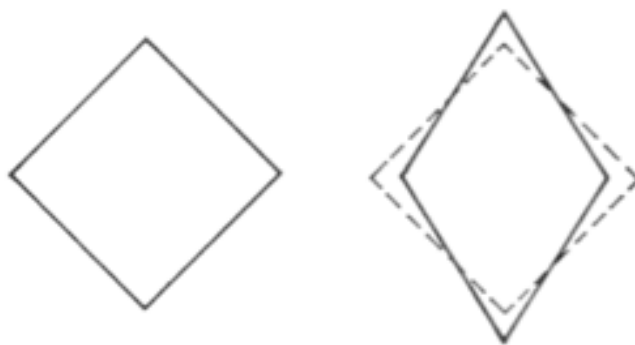


Figura 2.1 – Mudança de forma sem variação de volume, G (adaptado de Wood, 1990 citado por Pinto, 2016)

Pode-se representar este valor em função da tensão de corte, τ , e da amplitude de distorção, γ , como se encontra exposto na expressão (2.1), ou em função do coeficiente de *Poisson*, ν , e do módulo de *Young*, E , expressão (2.2).

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.2)$$

Com recurso à curva de tensão-deformação de um solo sujeito a carregamento cíclico, o módulo de distorção corresponderá à inclinação da reta que une os pontos extremos do “loop”, correspondentes à tensão máxima e mínima do ciclo de carga, como se pode observar na Figura 2.2.

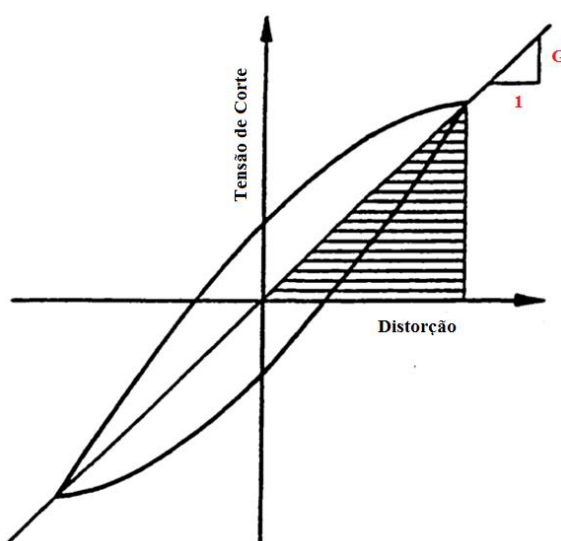


Figura 2.2 – “Loop” histerético e módulo de distorção (adaptado de Park, 1998)

É importante salientar que o módulo de distorção inicial, G_0 , é afetado por diferentes variáveis como as expostas na Tabela 1. A amplitude de distorção, a tensão média efetiva principal e o índice de vazios são as mais relevantes no âmbito deste trabalho.

Tabela 1 – Nível de Importância dos fatores que afetam o módulo de distorção do solo (adaptado de Barros, 1996)

Nível de Importância	Fator
Muito Importante	Tensão principal efetiva na direção da propagação da onda
	Tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula
	Índice de Vazios
	Grau de saturação (particularmente em argilas e siltes)
	Grau de cimentação (natural ou artificial)
Importante	Amplitude de distorção
	Grau de sobreconsolidação (somente em argilas plásticas)
	Tempo (somente em argilas)
	Percentagem de finos em areias
Menos Importante	Carregamento cíclico anterior
	Tensão de corte estática
	Consolidação sob tensões anisotrópicas em areias
	Forma dos grãos em areias
Relativamente não Importante	Frequência de vibração (somente em argilas)
	Temperatura
	Tamanhos dos grãos, distribuição granulométrica
	Número de Ciclos
	Terceira tensão principal efetiva
	Tipo de vibração
	Condição de drenagem

2.2.1.1. Curva de degradação e $G_{m\acute{a}x}$

Comprovou-se que a curva de módulo de distorção-extensão tem um comportamento não linear (Jardine *et al.*, 1986; Tatsuoka, 1992) apresentando uma assintota horizontal apenas para valores muito pequenos de deformação, inferiores a 10^{-5} (Kokusho, 1980). A esta assintota chama-se valor de módulo de distorção máximo ou inicial, $G_{m\acute{a}x}$ ou G_0 (Atkison e Stallebrass, 1991; Kokusho, 1980). Este comportamento ocorre com o aumento das tensões de corte. Em consequência, as tensões tangenciais no contato entre partículas do solo aumenta, podendo ultrapassar a resistência ao corte e provocando a deformação do material. Esta deformação origina uma perda de rigidez, i.e. degradação do módulo de distorção, cuja evolução tem sido estudada por vários autores, que sugeriram a adoção de modelos hiperbólicos semi-empíricos para estimar a curva do módulo de distorção.

Para estimar a curva de degradação do módulo de distorção recorre-se a uma curva normalizada G/G_0 , que segue uma lei hiperbólica e foi sugerida por Hardin e Drnevich (1972).

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.3)$$

onde, G é o módulo de distorção e γ_r o nível de distorção de referência.

Esta expressão foi desenvolvida e ajustada para estudar as misturas de areia-borracha por Nakhaei *et al.* (2012), obtendo-se a seguinte equação:

$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{1}{1 + \left(A \times \sigma_3^n \times (1 + R)^m \right) \times \gamma} \quad (2.4)$$

onde, A , m , e n são constantes determinadas por regressão linear dos ensaios laboratoriais efetuados e R é equivalente ao índice de vazios da amostra.

Caso se pretenda estimar o módulo de distorção máximo, $G_{máx}$, a expressão (2.5) utilizada por Taborda (2011), e as expressões (2.6) e (2.7) propostas por Hardin e Richart Jr (1963) e Lo Presti *et al.* (1997), respetivamente, foram utilizadas num trabalho recente onde se estudou as propriedades dinâmicas da areia de Coimbra sem mistura de resíduos de borracha (Santos *et al.*, 2016).

$$G_{máx} = A \cdot f(e) \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^m \quad (2.5)$$

$$f(e) = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (2.6)$$

$$f(e) = e^{-1,3} \quad (2.7)$$

onde, A e m são parâmetros de ajuste, p'_{ref} é a pressão média efetiva de referência (normalmente a pressão atmosférica de 100 kPa) e $f(e)$ é uma função que se encontra dependente do índice de vazios e que procura traduzir o efeito da densidade relativa do solo.

Estas expressões podem ser utilizadas, mas requerem que se faça um ajuste de caso para caso. Os resultados obtidos no trabalho de Santos *et al.* (2016) para a areia de Coimbra determinam um valor

para o parâmetro A de 70,8 e para m de 0,51, tendo recorrido à primeira expressão de $f(e)$ apresentada.

Os fatores que afetam a curva normalizada da degradação do módulo de distorção, $G/G_0-\gamma$, encontram-se expostos na Tabela 2, embora não se aborde nenhum dos parâmetros em particular.

Tabela 2 – Fatores que afetam a relação $G/G_0-\gamma$ (adaptado de Barros, 1996)

Nível de Importância	Fator	Observação
Muito Importante	Índice de Plasticidade	-
	Tensão efetiva normal média	Somente para areias, siltes e argilas de baixa plasticidade a baixas ou moderadas tensões de confinamento
	Tempo	Somente em solos argilosos
	Frequência de vibração	-
	Grau de saturação	Particularmente em argilas e siltes
	Tipo de vibração – sinusoidal, aleatória ou impulso	-
	Cimentação	-
	Número de ciclos de carga	Para $\gamma \geq 10^{-4}$
	Técnica de ensaio em estágios	
	Condições de drenagem	Para $\gamma \geq 10^{-4}$, em areias saturadas
Menos Importante	Índice de vazios	Se o efeito de IP tiver sido considerado
	Grau de sobreconsolidação	-
	Tensões de corte iniciais	-

2.2.2. COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO

O coeficiente de amortecimento pode ser entendido como a capacidade de um determinado sistema dissipar energia mecânica proveniente das cargas ou vibrações sob a forma de calor ou som (Park, 1998). Considerando um mecanismo com um grau de liberdade sujeito a uma determinada onda sísmica, a amplitude da mesma irá reduzir exponencialmente com o tempo, como se pode observar na Figura 2.3, devido ao amortecimento do sistema.

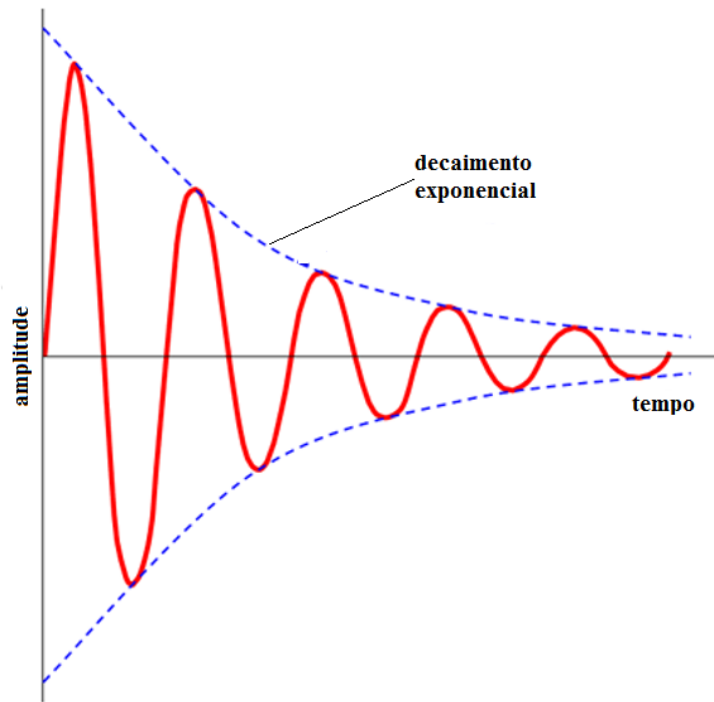


Figura 2.3 – Amortecimento de um mecanismo com um grau de liberdade

O amortecimento é um parâmetro que, à semelhança do módulo de distorção, caracteriza o comportamento de um solo sob carregamento dinâmico. Neste sentido, é também não linear com o aumento da deformação. A velocidade com que a energia é dissipada depende de vários fatores como a atenuação geométrica da onda e as perdas associadas às propriedades do material. É de salientar que o coeficiente de amortecimento máximo, $D_{\text{máx}}$, num solo é de 30%, embora um intervalo realista para solos granulares seja entre os 10% e os 20% (Verruijt, 1999).

A expressão mais correntemente utilizada para representar o coeficiente de amortecimento é definida por uma razão entre o amortecimento do sistema, C , e o amortecimento crítico, C_c :

$$D = \frac{C}{C_c} = \frac{C}{2\sqrt{km}} \quad (2.8)$$

É de salientar que existem três situações distintas devido à razão de amortecimentos acima exposta. Caso o amortecimento do sistema seja superior ou igual ao amortecimento crítico, $C \geq C_c$, o sistema não entrará em movimento oscilatório com um decaimento exponencial como observado na figura anterior. Caso o amortecimento do sistema seja inferior ao amortecimento crítico, $C < C_c$, a velocidade com que o sistema retorna a uma situação de repouso será maior quanto maior for o valor de amortecimento do sistema. Na Figura 2.4 representam-se as três condições de amortecimento.

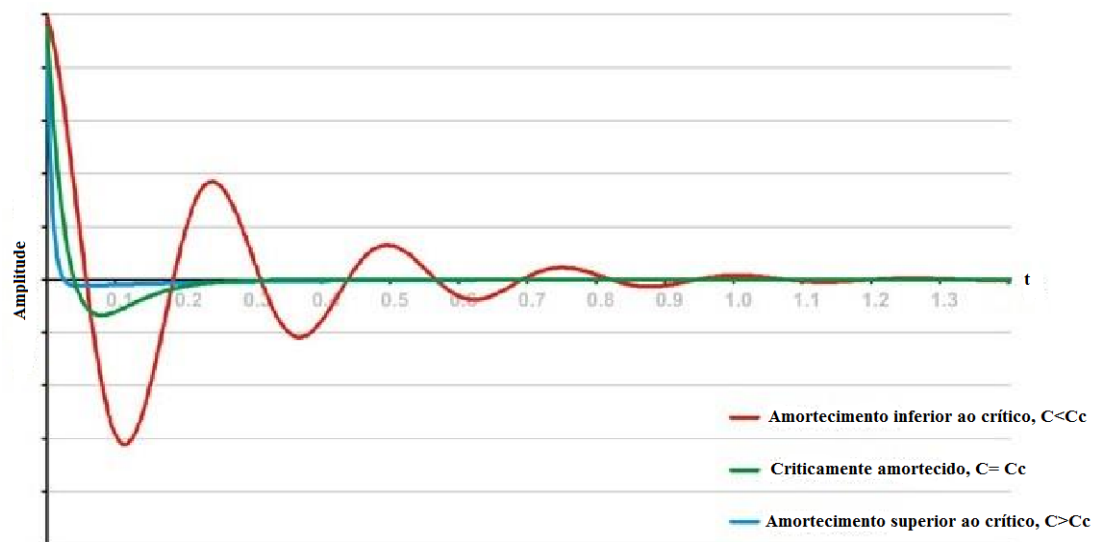


Figura 2.4 – Movimento descrito pelo sistema de acordo com as diferentes condições de amortecimento (adaptado de Moreira, 2015)

Finalmente, na Tabela 3 procura-se expor os principais fatores que afetam o coeficiente de amortecimento de um solo.

Tabela 3 – Fatores que afetam o coeficiente de amortecimento (adaptado de Santos, 1999)

Nível de Importância	Fator	Observação
Muito Importante	Distorção	-
	Índice de Plasticidade	-
	Tensão de Confinamento	Para areias (principalmente para baixas tensões)
	Tempo	Em solo argilosos
	Número de ciclos	Muito menor efeito em argilas
	Condições de drenagem	Para areias saturadas
	Distorção cíclica prévia	-
	Tipo de vibração – sinusoidal, aleatória ou impulso	-
	Frequência de aplicação	Distingue o amortecimento histerético do amortecimento viscoso
Menos Importante	Índice de vazios	Se o efeito de Índice de Plasticidade é levado em consideração
	Tensões de corte iniciais	Algum efeito para baixa amplitude de deformação
	Grau de sobreconsolidação	-
	Técnica de ensaio em estágios	-
	Terceira tensão principal efetiva	-
	Características dos grãos	-
Fatores com efeito mal conhecido que necessitam de mais investigação	Método de determinação e equipamento	-
	Grau de saturação	-
	Cimentação	-

No sentido de educar o leitor, fez-se uma abordagem aos diferentes conceitos em torno do termo de amortecimento: geométrico, viscoso e histerético.

2.2.3. AMORTECIMENTO GEOMÉTRICO

Num meio onde se propaga determinada onda, a quantidade de energia mantém-se constante e esta irá ter amplitude cada vez menor à medida que se afasta da origem. A este efeito chama-se amortecimento geométrico ou de radiação e resulta do espalhamento da energia por um volume progressivamente maior e não de uma transformação de energia.

O coeficiente de amortecimento geométrico dependerá da forma como a “frente de onda” se propaga: em uma, duas ou três dimensões. Considerando uma fonte energética pontual, num maciço homogêneo não estratificado, a propagação de ondas será em três dimensões, podendo fazer-se a distinção entre dois casos, como se pode ver na Figura 2.5.

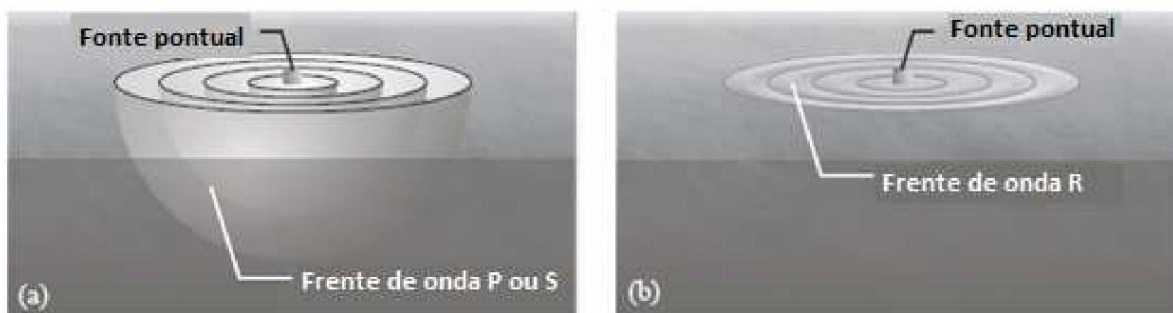


Figura 2.5 – Configuração geométrica da frente de onda em maciços semi-indefinidos e homogêneos: a) ondas volúmicas; b) ondas superficiais (adaptado de Andersen (2007) citado por Costa, 2011)

As frente de onda P e S propagam-se em todas as direções, formando um superfície esférica na qual a amplitude dos deslocamentos induzidos no interior do maciço diminuirá na razão de $1/r$ e na superfície do maciço à razão de $1/r^2$.

No caso da frente de onda R, esta apenas se propaga numa camada à superfície do maciço, pelo que a sua configuração será cilíndrica e a amplitude dos deslocamentos induzidos diminuirá pela razão $1/r^{0.5}$.

Naturalmente, este amortecimento não se adequa a ensaios laboratoriais, onde os provetes têm dimensões muito pequenas e se tornam insensíveis a este fenómeno, não havendo interesse prático em abordar com profundidade este tema para outros casos de carregamento. Para o leitor mais interessado, sugere-se o trabalho de Costa (2011).

2.2.4. AMORTECIMENTO VISCOSO

2.2.4.1. Introdução

Relativamente ao amortecimento viscoso, este é lido como uma propriedade interna do material, na qual ocorre a transformação e dissipação de energia. Neste sentido, vários autores demonstraram que este varia com a frequência de aplicação da carga e que existem vários materiais, como elastómetros e fluídos, onde este governa o seu comportamento (Costa, 2011). É portanto necessário fazer uma abordagem aos diversos modelos e métodos de cálculo que caraterizam e quantificam o coeficiente de amortecimento viscoso.

2.2.4.2. Modelos e métodos de cálculo

Um dos modelos viscoelásticos mais simples denomina-se por modelo de Kelvin-Voigt e representa um sistema com um grau de liberdade constituído por uma mola de rigidez k (Lei de Hooke), e um amortecedor c (Lei de Newton), montados em paralelo (Santamarina *et al.*, 2001). A mola representa a resposta elástica do sistema ao passo que o amortecedor garante a dissipação de energia. Na Figura 2.6 esquematiza-se o modelo de Kelvin-Voigt, e pode-se concluir facilmente que os dois elementos sofrem a mesma deformação quando sujeitos a uma força.

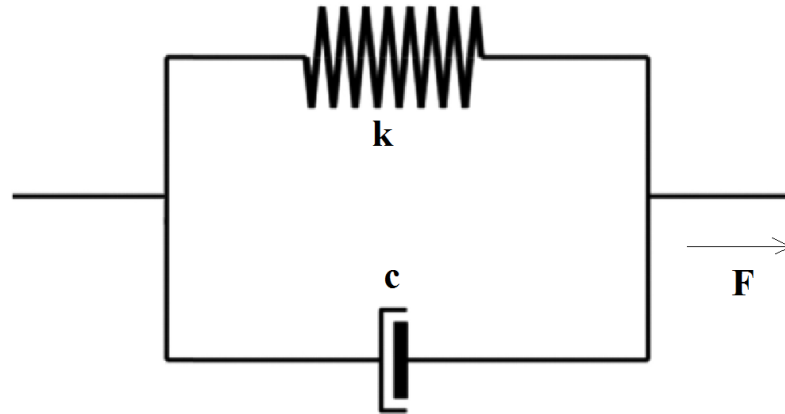


Figura 2.6 – Modelo de Kelvin-Voigt (adaptado de Moreira, 2015)

A equação geral que representa o deslocamento do sistema:

$$x(t) = m.\ddot{u} + c.\dot{u} + k.u \quad (2.9)$$

onde, u representa o deslocamento do sistema, \dot{u} a primeira derivada de u em função do tempo (velocidade), \ddot{u} a segunda derivada do deslocamento em relação ao tempo (aceleração), m a massa do sistema, k a constante da mola e c o amortecimento.

O próximo modelo a ser apresentado denomina-se por modelo de Maxwell e caracteriza-se por uma mola de rigidez k (Lei de Hooke) e um amortecedor c (Lei de Newton) colocados em série, como se demonstra na Figura 2.7. Neste caso, a tensão de cada elemento é igual à tensão aplicada e a deformação total do sistema equivale à soma da deformação individual dos elementos, como exposto nas equações (2.10) e (2.11).



Figura 2.7 – Modelo de Maxwell (adaptado de Moreira, 2015)

$$\sigma_{sistema} = \sigma_{mola} = \sigma_{amortecedor} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_{sistema} = \varepsilon_{mola} = \varepsilon_{amortecedor} \quad (2.11)$$

Neste modelo, o deslocamento aumenta com o tempo quando sujeito a uma carga constante (efeito da fluência) (Ashmawy *et al.*, 1995). Opostamente, a tensão diminui caso o sistema se mantenha a uma deformação constante. É portanto um modelo interessante para modelar polímeros ou materiais sujeitos a cargas constantes (Moreira, 2015; Pinto, 2016).

O último modelo apresentado denomina-se por Modelo Zener, ou Standard Linear Solid Model, que resulta da combinação dos dois modelos atrás expostos. Como se pode observar na Figura 2.8, são colocadas duas molas com rigidez k (Lei de Newton), em série, estando um delas em paralelo com um amortecedor c (Lei de Hooke). Apesar de mais complexo o modelo ultrapassa as limitações dos modelos anteriores, sendo adaptável a vários materiais e condições de carregamento. Neste caso, a força é representada de acordo com velocidade a que a deformação das molas e o amortecimento viscoso do amortecedor ocorrem (Santamarina *et al.*, 2001).

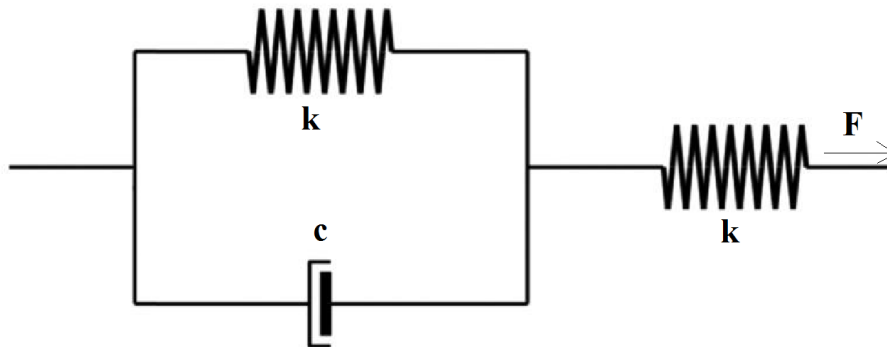


Figura 2.8 – Modelo de Zener (adaptado de Moreira, 2015)

$$k = \frac{F}{\delta} \quad (2.12)$$

$$F = c \cdot \frac{d\delta}{dt} \quad (2.13)$$

$$k = \frac{\frac{d\delta}{dt}}{\delta} \quad (2.14)$$

Relativamente aos meios disponíveis para calcular o amortecimento viscoso, no âmbito desta dissertação, não foram utilizados nenhuns e sugere-se ao leitor mais interessado o trabalho de Pinto (2016) e Moreira (2015), onde se detalha o Método Half-Power Bandwidth (HPBM), o Método do Decaimento Logarítmico (LDM) e o Método de Nyquist Plot (NPM) para tratar os dados obtidos de ensaios de coluna ressonante e *bender elements*.

2.2.5. AMORTECIMENTO HISTERÉTICO

2.2.5.1. Introdução

O coeficiente de amortecimento histerético não depende da frequência de excitação do carregamento (Roesset, 1991), ou seja a histerese e a capacidade do material armazenar e dissipar energia é independente do ritmo com que determinada força/deformação lhe é aplicada.

Para níveis relativamente baixos de distorção, inferiores a 10^{-5} , o amortecimento é considerado desprezável e denomina-se por D_{\min} . No entanto, em ensaios mede-se um coeficiente que se julga ser incorreto e consequência da falta de precisão da instrumentação de medição e das perdas por atrito do equipamento. Já para níveis moderados de distorção, prevê-se que o amortecimento máximo seja da ordem dos 5% e se deva ao esmagamento a nível local dos contatos entre as partículas ou da viscosidade dos elementos constituintes do solo. Finalmente, para níveis de distorção que provoquem deformação permanente no solo, o amortecimento histerético resulta da dissipação de energia por trabalho plástico e atingirá um valor máximo, sob grandes distorções (Santos, 1999).

O amortecimento histerético goza de uma formulação matemática mais simples, após a substituição nos modelos viscoelásticos, de parâmetros de rigidez complexos e coeficientes de amortecimento dependentes da frequência de excitação (Inaudi e Kelly, 1995). Este tem sido usado largamente para a resolução de problemas elastodinâmicos e na maioria dos estudos relacionados com a propagação de ondas sísmicas.

O modelo de amortecimento histerético não cumpre o requisito da causalidade da resposta do sistema, ou seja, existe resposta do sistema antes da aplicação da solicitação, como se pode ver na Figura 2.9, ao contrário do que acontece nos modelos de amortecimento viscoso (Costa, 2011).

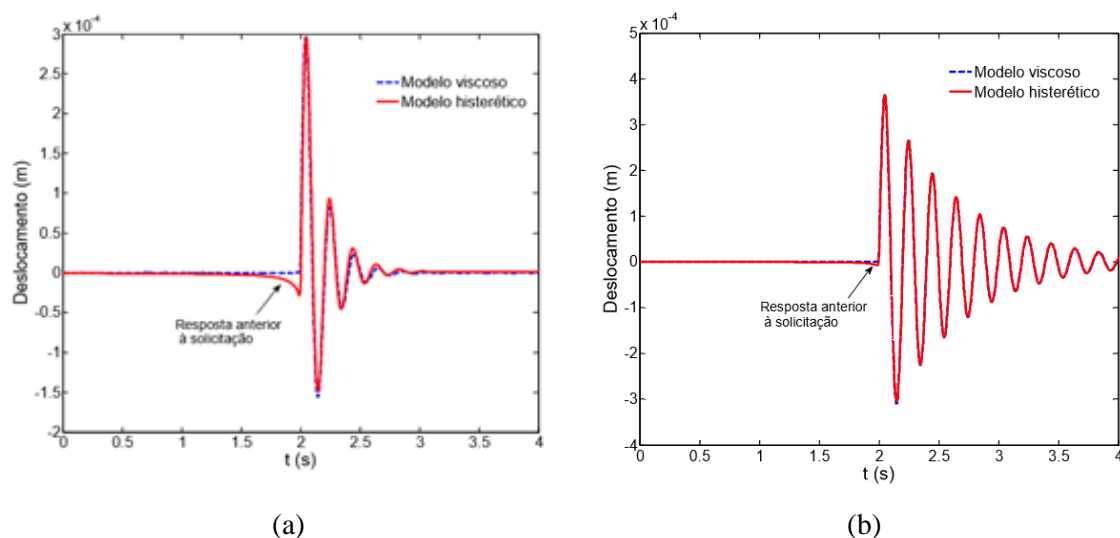


Figura 2.9 – Oscilador de um grau de liberdade. Deslocamentos verticais da massa de um: (a) sistema muito amortecido; (b) sistema pouco amortecido (Costa, 2011)

Observa-se que para valores baixos a moderados de amortecimento, Figura 2.9 b), o efeito da não causalidade é minimizado e praticamente desprezável.

2.2.5.2. Modelos e métodos de Cálculo

Num solo carregado ciclicamente com determinados escalões de carga, forma-se uma curva de tensão-extensão como a representada na Figura 2.10, na qual se pode observar o *loop* histerético, curva de histerese.

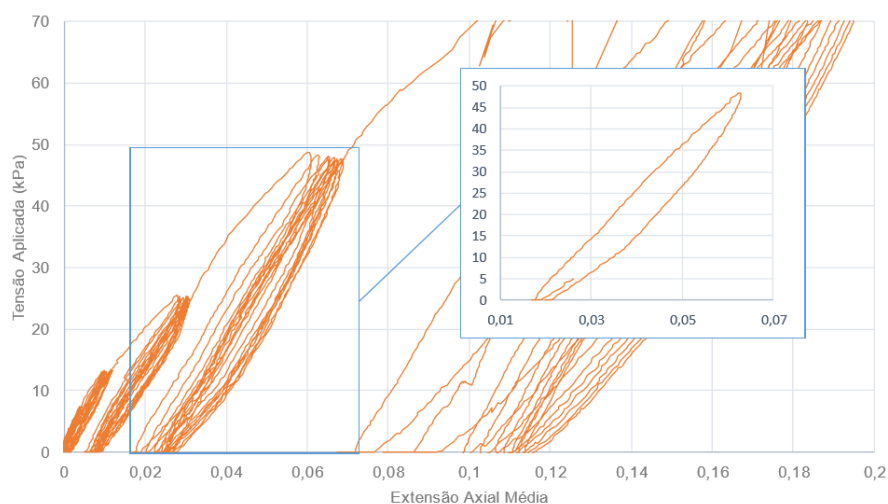


Figura 2.10 – Curva de Histerese

Se isolarmos determinado ciclo de carregamento, como representado na Figura 2.11, é possível observar o “*loop*” histerético desse mesmo ciclo que nos permite calcular a quantidade de energia

dissipada. O coeficiente de amortecimento histerético, D , é calculado pela área da histerese e a sua equação encontra-se descrita na expressão (2.15).

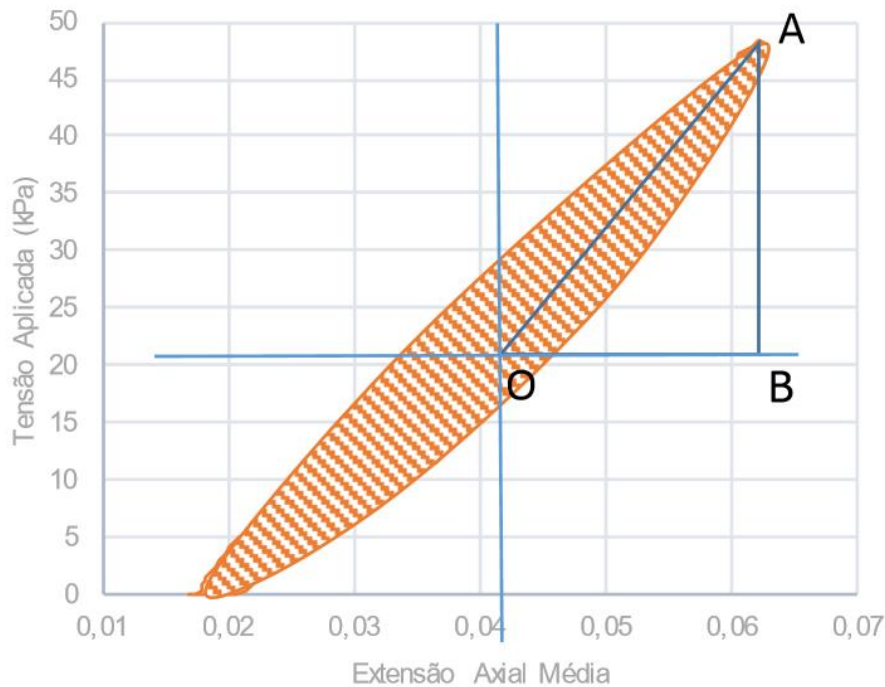


Figura 2.11 – Pormenor do cálculo do amortecimento histerético

$$D = \frac{\Delta E}{4\pi E} \quad (2.15)$$

onde, ΔE corresponde à área do loop histerético e E corresponde à área do triângulo AOB (Santamarina *et al.*, 2001).

Esta equação é largamente utilizada em ensaios laboratoriais, no entanto é necessário fazer algumas observações quanto à sua veracidade de caracterização do verdadeiro coeficiente de amortecimento de determinado solo ou mistura de solo-borracha.

Segundo os trabalhos de Santos (1999) e Costa (2011) o amortecimento histerético e o amortecimento viscoso são distintos com a frequência de carga.

No entanto, é expectável que o coeficiente de amortecimento em solos seja o mesmo independentemente da frequência (Verruijt, 1999). De acordo com Kokusho (1980), a frequência de aplicação da carga não tem implicações no comportamento de areias pois o seu amortecimento resulta da deformação plástica e da fricção interparticular (Hardin, 1965; Santos, 1999).

Segundo Dobry e Vucetic (1988) com o aumento da frequência, o amortecimento pode aumentar ou manter-se constante como se pode ver na Figura 2.12. Nesta faz-se a distinção de três fases com o aumento da frequência.

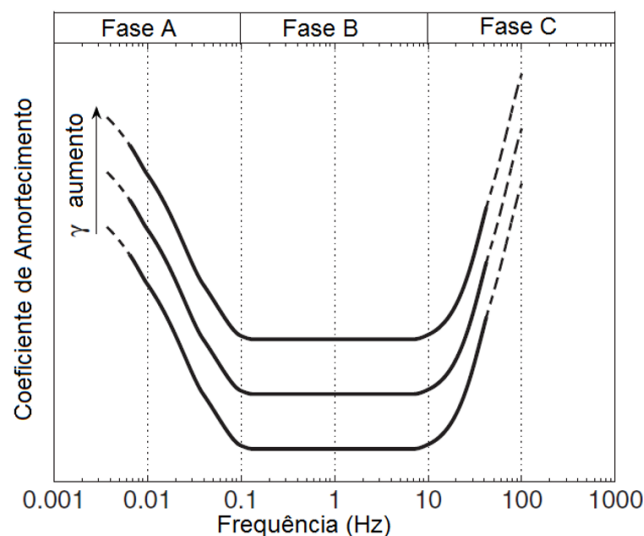


Figura 2.12 – Variação do coeficiente de amortecimento com o aumento da frequência em solos coesivos (adaptado de Fukuda *et al.* 1995)

Nos ensaios laboratoriais realizados, a frequência de aplicação foi de 0,1 Hz, o que, pela análise da Figura 2.12, corresponde à Fase B, onde o comportamento é constante com a frequência, ou seja, predomina o amortecimento histerético. Na fase A e fase C predominará o amortecimento viscoso, que varia com a frequência de aplicação.

É de salientar que os equipamentos laboratoriais usados nesta dissertação não permitem estudar o amortecimento viscoso pois este requer aparelhos que consigam controlar a frequência para altas velocidades de aplicação de carga, superiores a 600 Hz (Hardin, 1965; Hardin e Drnevich, 1972).

2.2.6. LIQUEFAÇÃO

2.2.6.1. Introdução

Um dos cenários geotécnicos mais gravosos é a liquefação de solos sob cargas sísmicas ou estáticas. Este fenómeno normalmente resulta em deformações no solo que podem atingir ordens de grandeza de metros no caso de areias soltas, podendo causar o colapso das estruturas sobrejacentes com possíveis perdas humanas e danos materiais.

Embora o Planeta Terra sofra de atividade sísmica há vários milhões de anos, com origem nos deslocamentos relativos das placas tectónicas, só em 1964 a comunidade geotécnica se debruçou na investigação de soluções para este problema, após os sismos do Japão e Alasca (Kramer, 1996), esquematizados na Figura 2.13. O termo “liquefação” é atribuído a Mogami e Kubo (1953) e ocorre em solos saturados não coesivos, em condições não drenadas de carregamento.



(a)



(b)

Figura 2.13 – Efeitos da liquefação após o sismo de 1964: (a) no Alaska (U.S.Army, 1964); (b) em Niigata, no Japão (Wikipedia, 1964)

O mecanismo de funcionamento genérico da liquefação constitui, sob um carregamento estático ou cíclico rápido, no aumento da pressão de água intersticial nos poros de um solo, i.e. excesso de pressão neutra, por não haver drenagem. Este aumento poderá ser suficientemente elevado para anular as tensões efetivas ou conseguir afastar os grãos num solo, provocando uma fluidificação do maciço e deslocamentos de superfície. Após o carregamento observa-se um assentamento, como representado no modelo de Ishihara exposto na Figura 2.14.

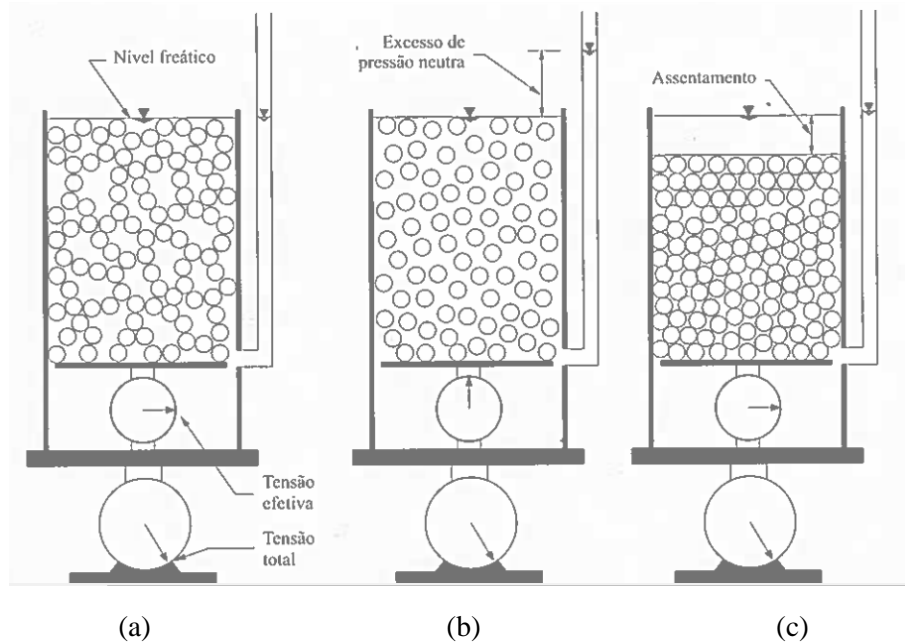


Figura 2.14 – Esquema simplificado de Ishihara (1985) para explicar a liquefação: a) antes da liquefação; b) durante a liquefação; c) após a liquefação (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

2.2.6.2. Fenómeno da Liquefação

O fenómeno da liquefação nos solos ainda não está completamente compreendido apesar dos estudos desenvolvidos nos últimos 40 anos (Abreu, 2012). A sua ocorrência em quase todos os sismos, com danos materiais e vidas humanas, aguça o interesse dos engenheiros geotécnicos em encontrar alternativas eficazes e viáveis economicamente para a mitigar com recurso ao melhoramento de solos.

A liquefação, apesar de ser indevidamente entendida como acontecimento com causa única, na verdade tem origem em três mecanismos diferentes. A distinção faz-se em função do carregamento e do fenómeno que a causa (Rauch, 1997; Robertson e Fear, 1996).

A liquefação por fluxo ocorre num solo solto, i.e., com baixo grau de compactidade e índice de vazios perto do máximo, sob um carregamento monotónico ou cíclico, como se pode observar na Figura 2.15. O fenómeno é causado pela incapacidade do solo liquefeito de mobilizar tensão de corte suficiente para equilibrar as tensões de corte a que está sujeito (Rocha, 2013), ocorrendo deformação a volume e tensões constantes.

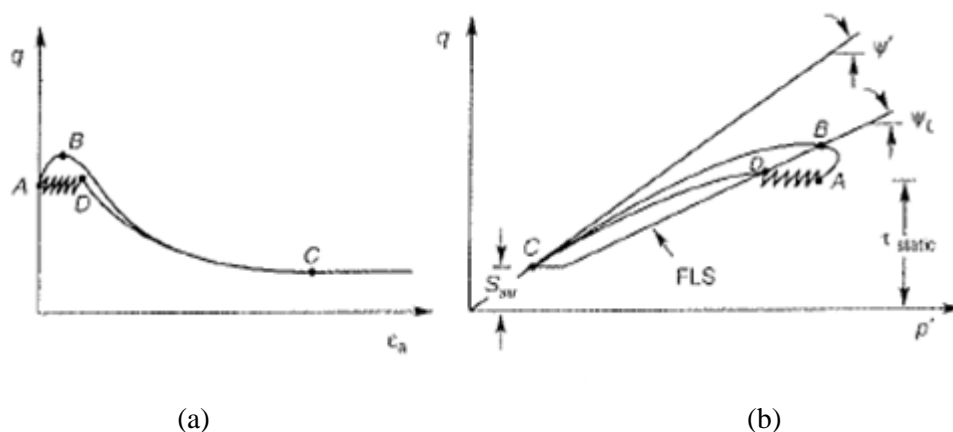


Figura 2.15 – Liquefação por fluxo devido a carregamento cíclico ou monotónico: (a) curva de tensão-deformação; (b) trajetória de tensões (Kramer, 1996 adaptado de Soares, 2015)

A mobilidade cíclica é desencadeada apenas por um carregamento cíclico em solos densos, normalmente consolidados ou sobreconsolidados, i.e., com elevado grau de compactidade e índice de vazios perto do mínimo e gera-se quando a tensão de corte estática é inferior à resistência do solo no seu estado crítico. Neste fenómeno verifica-se que as tensões efetivas no solo não atingem o valor zero, mas as deformações irreversíveis acumulam-se em cada ciclo de carga.

A liquefação cíclica, à semelhança da anterior, é desencadeada apenas por um carregamento cíclico, com anulação das tensões efetivas e consequente deformação do solo. Na Figura 2.16, representa-se as zonas de suscetibilidade ao fenómeno da liquefação.

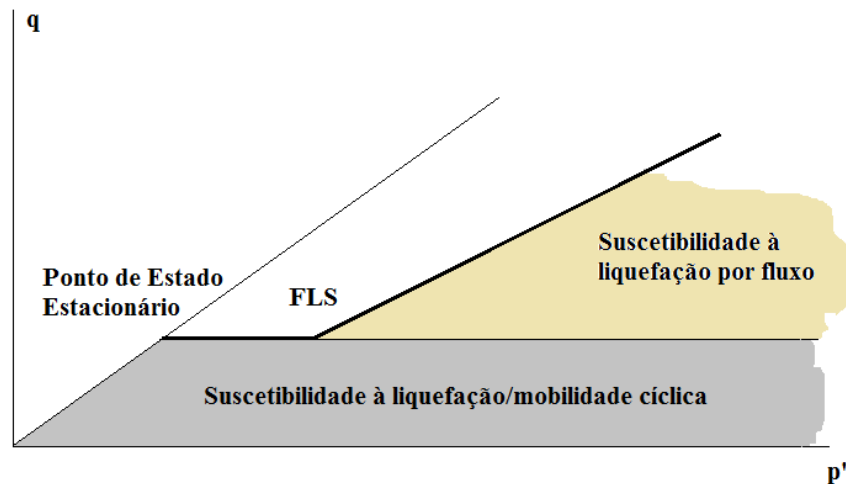


Figura 2.16 – Zonas de Suscetibilidade aos fenómenos de liquefação

De forma a estudar e a precaver eficientemente estes fenómenos, reduzindo os prejuízos por eles gerados, interessa encontrar um método de análise do potencial de liquefação.

2.2.6.3. Avaliação do Potencial de Liquefação

A avaliação do Potencial de Liquefação é, em si mesmo, um campo de estudo alargado da Engenharia Geotécnica visto que vários fatores influenciam a suscetibilidade de um solo à liquefação: composição e forma do material, índice de vazios crítico, estado de deformação, parâmetro de estado, carregamento atuante, índice de compactidade, índice de plasticidade, entre outros parâmetros.

A norma atualmente vigente em Portugal (Eurocódigo 8) recorre à metodologia semi-empírica “Simplified Procedure” ou método Simplificado, desenvolvida por Seed e Idriss após os sismos de 1964. Esta análise estima duas variáveis: a razão de tensões cíclicas (CSR), a carga sísmica atuante no maciço, e a razão de resistência cíclica (CRR), a capacidade de um solo de resistir à liquefação (Youd *et al.*, 2001). Esta metodologia pode ser aplicada no estudo da liquefação e mobilidade cíclica. No entanto, a norma não cobre a liquefação estática/por fluxo.

Relativamente ao método simplificado, as variáveis são calculadas com recurso a resultados de ensaios *in-situ* ou de laboratório, havendo diferentes procedimentos conforme o ensaio realizado: SPT, CPT, DMT ou geofísicos.

Outras metodologias alternativas, como por exemplo, empíricas ou pela aplicação da Mecânica dos Solos em Estado Crítico, podem ser usadas de forma a cobrir todos os tipos de liquefação.

Empiricamente, a avaliação pode ser feita com base em critérios geológicos e históricos assim como da composição e forma do material. Os critérios geológicos e históricos prendem-se com o nível de sismicidade e as condições hidrogeológicas de determinado local (Kramer, 1996; Youd, 1984). Nesta perspetiva, a probabilidade de ocorrência de liquefação aumenta em zonas com níveis de sismicidade mais elevados, com solos maioritariamente arenosos, aluvionares e jovens, i.e. junto a rios, onde se formaram por sedimentação. Em Portugal foi elaborado um mapa, representado na Figura 2.17, onde se traçou o período de retorno sísmico com intensidade suficientemente forte para provocar a liquefação de solos.

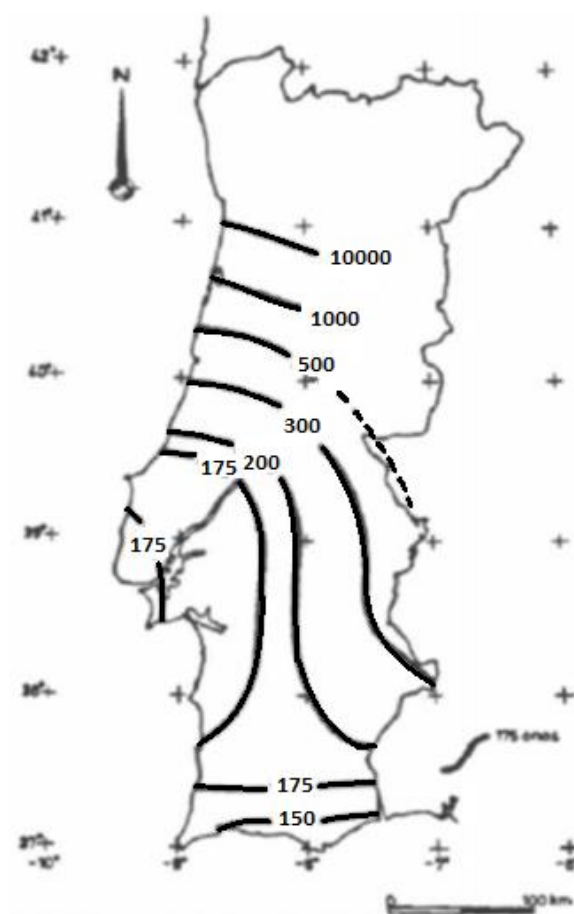
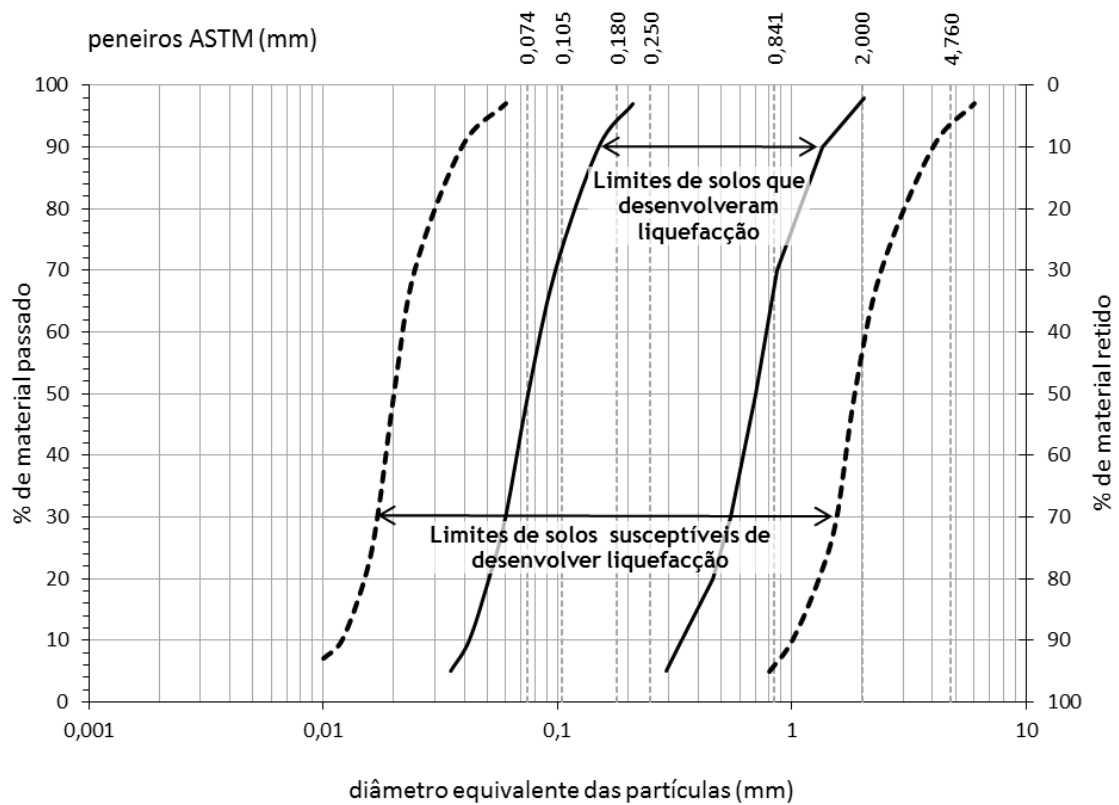


Figura 2.17 – Período de Retorno da liquefação em Portugal Continental (adaptado de Jorge, 1994)

Relativamente à composição e forma do material, quanto mais bem graduado for um solo, com uma curva granulométrica mais extensa, menor o risco de liquefação (Castro, 2015; Terzaghi *et al.*, 1996), pois as partículas mais finas preenchem os espaços vazios havendo uma menor variação de excessos de pressão neutra sob carregamento não drenado. A forma das partículas também influencia a suscetibilidade a este fenómeno, onde se verifica que um solo com grãos aproximadamente esféricos tem maior probabilidade de liquefazer quando comparado com partículas angulares (Castro, 2015).

Uma das mais simples análises à probabilidade de ocorrência de liquefação de um solo é a comparação da sua Curva Granulométrica com o fuso sugerido por Tsuchida (1970), esquematizado na Figura 2.18, que define um intervalo de solos suscetíveis, após análise deste fenómeno em solos de depósitos naturais. Verifica-se que as areias e os siltes são os solos com maior potencial, encontrando-se dentro do intervalo.



ARGILA	SILTE			AREIA			CASCALHO
	FINO	MÉDIO	GROSSO	FINA	MÉDIA	GROSSA	

Figura 2.18 – Fuso Granulométrico de solos com potencial de desenvolver liquefação (adaptado de Tsuchida, 1970)

No caso dos solos mais finos e plásticos, como as argilas, quanto maior for o seu índice de plasticidade maior será a resistência à liquefação (Ishihara e Koseki, 1989; citado por Silva, 2012).

Como segunda alternativa ao Eurocódigo 8, a análise baseada na teoria dos Estados Críticos (TEC) define a linha dos estados críticos (LEC). Esta linha corresponde aos pontos onde um solo se deforma sob volume e tensões constantes, num gráfico onde se relaciona a tensão efetiva principal mínima com o índice de vazios crítico durante um ensaio não drenado. A Figura 2.19 representa o comportamento de areias saturadas em condições não drenadas sob carregamento monotónico e cíclico e a linha dos estados críticos.

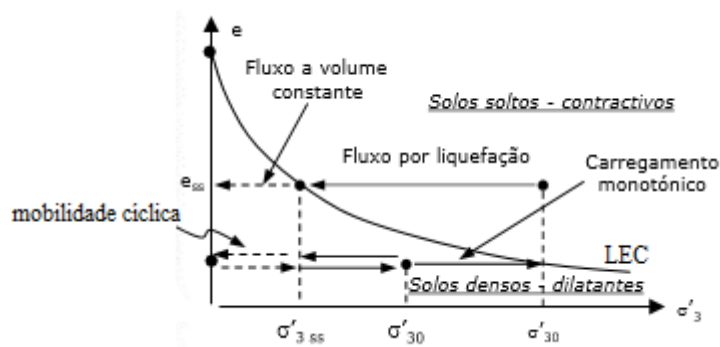


Figura 2.19 – Comportamento de areias saturadas em condições não drenadas sob carregamento monotônico e cíclico (adaptado de Teixeira, 2015 e Viana da Fonseca, 2013)

Nesta perspectiva, e em solos não coesivos, o comportamento de um solo relaciona-se com a proximidade do seu estado inicial ao estado crítico sendo que foi introduzido o conceito de parâmetro de estado, ψ , por Been e Jefferies (1985):

$$\psi = e_0 - e_c \quad (2.16)$$

onde, ψ é o parâmetro de estado, e_0 é o índice de vazios no estado inicial e e_c é o índice de vazios crítico, onde ocorre deformação a tensão e volume constante.

Sendo assim, um solo denso, com parâmetro de estado negativo, $\psi < 0$, que se encontre abaixo da linha dos estados críticos exibirá menor potencial à liquefação por fluxo (Kramer, 1996; Teixeira, 2015), podendo no entanto desenvolver mobilidade cíclica. Pode-se também concluir que solos com o mesmo parâmetro de estado são igualmente propícios à liquefação (Jefferies e Been, 2015).

Outra abordagem de análise para verificar se o fenómeno de liquefação se desenvolve é comparar a trajetória de tensões de ensaios monotônicos não drenados com os ensaios triaxiais realizados por Castro (1969). Como se pode verificar na Figura 2.20, não existe uma uniformidade nos materiais distinguindo-se três comportamentos diferentes: dilatância, liquefação e liquefação limitada.

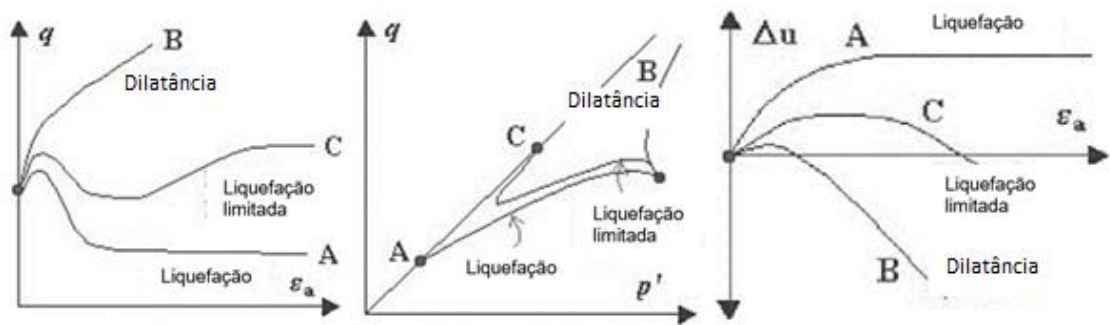


Figura 2.20 – Comportamento de um solo submetido a ensaios triaxiais monotônicos não drenados (Soares, 2015)

A amostra A, constituída por um material solto, apresenta uma resistência de pico para pequenas deformações, após a qual origina o fenómeno de liquefação estática. A amostra B representa solos densos, com elevada resistência à liquefação e um comportamento expansivo. A amostra C é um intermédio entre as anteriores e sofre de liquefação limitada: após um pico de resistência inicial o material endurece e atinge novos valores de resistência.

Comprova-se assim, juntamente com as noções retiradas do parâmetro de estado, que o comportamento de um solo depende da combinação entre índice de compactidade e tensão aplicada (Viana da Fonseca, 2013), podendo haver liquefação para tensões de confinamento baixas e não para tensões de confinamentos mais elevadas.

No âmbito desta tese avaliou-se a ocorrência de liquefação estática pelas trajetórias de tensões acima expostas e pela anulação das tensões efetivas durante o carregamento monotónico ou cíclico, em condições não drenadas. Ao invés de estudar a fundo esta problemática, recorrendo aos Estados Críticos ou à metodologia de “Simplified Procedure”, procurou-se avaliar de uma forma mais simples e expedita a introdução de borracha nos solos estudados como possível meio de mitigação da liquefação comparando com resultados de trabalhos anteriores (Castro, 2015; Kijanka, 2016; Teixeira, 2015).

Para o leitor mais interessado nos processos de avaliação da liquefação com base na Mecânica dos Solos em Estado Crítico (CSSM), dos parâmetros de estado e da metodologia “Simplified Procedure” o autor sugere a bibliografia: Soares (2015) e Matos Fernandes (2011).

2.2.6.4. Mitigação da Liquefação

Com o objetivo de se mitigar a liquefação e reduzir a suscetibilidade deste fenómeno em solos, é necessário reforçar a sua capacidade de resistência ao corte. Como referido no subcapítulo 2.1.1. existem técnicas onde se recorre à densificação de areias como forma de reduzir o seu índice de vazios, o que anulará a tendência do solo produzir assentamentos ou excessos de pressão neutra positivos (Matos Fernandes, 2011). No entanto, estes procedimentos são dispendiosos e pouco adequados a zonas muito edificadas ou volumes reduzidos (Hong *et al.*, 2015). Sendo assim, procuram-se soluções mais económicas através de estabilização mecânica, como estudado nos trabalhos de (Castro, 2015; Cristelo, 2001) ou por estabilização química (Boominathan e Hari, 2002; Castelló, 2008; Castro, 2015; Sanches, 2013).

Vários estudos comprovaram a utilização de misturas de solo-borracha como um método eficaz na mitigação da liquefação em solos com potencial de ocorrência deste fenómeno no seu estado natural (Hazarika *et al.*, 2008; Hyodo *et al.*, 2007). A borracha suprime a geração dos excessos de pressão neutra em amostras sujeitas a um sismo (Kaneko *et al.*, 2012; Neaz Sheikh *et al.*, 2012; Uchimura *et al.*, 2007).

2.2.6.5. Caso prático da areia de Coimbra

Em Portugal, os sismos de Lisboa em 1755 e de Benavente em 1909 provocaram a liquefação da areia de Coimbra.

As primeiras caracterizações da areia de Coimbra ocorreram em 2012 com o trabalho de Santos *et al.* (2012). No mesmo ano, Abreu (2012) definiu a curva granulométrica deste solo concluindo que se tratava de uma areia mal graduada localizada na faixa delimitadora de Tsuchida (1970), para solos com suscetibilidade à liquefação. Os ensaios de caracterização física de Castro (2015), com aplicação do método da Classificação Unificada, permitiram reiterar as conclusões dos trabalhos anteriores.

Em trabalhos anteriores, a avaliação do potencial de liquefação na areia de Coimbra já foi estudada (Abreu, 2012; Soares, 2015; Teixeira, 2015), assim como os métodos mecânicos de melhoria de solo para mitigação deste fenómeno (Kijanka, 2016; Rios *et al.*, 2016). Em ensaios triaxiais e monotónicos, na sua maioria não drenados, Teixeira (2015) comprovou que a areia de Coimbra no seu estado natural tem potencial de liquefação. No âmbito desta dissertação procurou-se mitigar este fenómeno com adição de borracha dando seguimento ao trabalho de investigação anterior (Kijanka, 2016; Rios *et al.*, 2016) onde aparentemente se eliminou o problema. Os incrementos de pressão neutra, ao invés de provocarem um afastamento das partículas ou anulamento das tensões efetivas, provocam uma compressão elástica das partículas de borracha (Kijanka, 2016; Rios *et al.*, 2016). Esta compressão causa um endurecimento do material e está de acordo com os resultados de outros autores (Hyodo *et al.*, 2007) que comprovaram esta ocorrência em misturas de areia solta com frações de borracha mais grosseira (até 3,25 mm). Os trabalhos de Castro (1975) e Soares (2015) detalham este caso e explicam que ocorre uma liquefação limitada até ao ponto onde as pressões são suficientemente altas para provocar um endurecimento do material.

Já a adição de cinzas volantes à areia de Coimbra, como método de estabilização mecânica, onde se alterou a granulometria do solo para uma zona fora do intervalo sugerido por Tsuchida (1970), não mitigou a liquefação do solo. Por outro lado, o tratamento químico com geopolímeros, recorrendo à ativação alcalina das mesmas cinzas, levou a resultados díspares, onde não se garante a mitigação da liquefação (Castro, 2015).

Teixeira (2015) comprovou que nos ensaios triaxiais cíclicos, a ocorrência da liquefação está associada ao número de ciclos de carregamento, na medida em que serão necessários em maior quantidade se o estado de compactação do solo for maior, assim como a tensão efetiva média inicial (pressão de confinamento).

2.2.7. ONDAS SÍSMICAS

No âmbito desta dissertação recorreu-se a transdutores piezoelétricos, *bender-elements*, para se medir a velocidade de propagação de ondas sísmicas geradas pelas deformações do aparelho e calcular alguns parâmetros elásticos como o módulo de rigidez máximo, $G_{\text{máx}}$, em diversas amostras de solo misturado com borracha.

Na ocorrência de um sismo, ou de vibrações resultantes de atividade humana num meio elástico, a energia potencial propaga-se cineticamente sob a forma de ondas volumétricas e superficiais não havendo necessariamente transporte de matéria (Ferreira, 2003). Pode-se fazer uma distinção dos vários tipos de ondas por estas terem velocidades de propagação e configurações de vibração diferente, no entanto, todas se enquadram num dos seguintes grupos: ondas volumétricas ou ondas superficiais.

Na Figura 2.21 representa-se o tempo de chegada dos tipos de ondas que podem surgir num meio semi-indefinido: ondas P ou de compressão, ondas S ou de distorção e ondas R, Rayleigh.

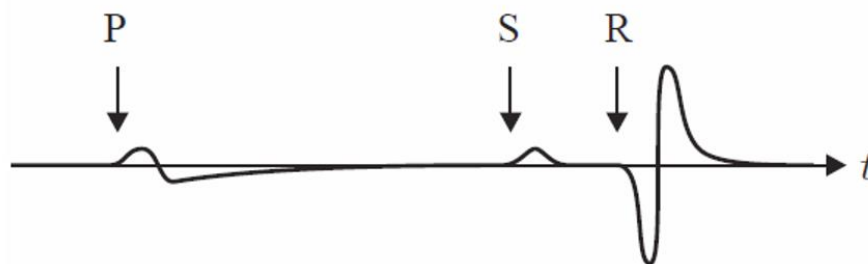


Figura 2.21 – História temporal dos deslocamentos horizontais à superfície de um maciço num ponto a certa distância da fonte (Costa, 2011)

Como se pode observar as ondas P e S, que se enquadram no grupo de ondas volumétricas, têm maior velocidade que as ondas R, que são consideradas ondas superficiais.

No caso de um maciço semi-indefinido estratificado, pode surgir outro tipo de ondas superficiais, resultante da estratificação de um maciço com características elásticas distintas, as denominadas ondas L, de Love.

Além destas, existem outros tipos de ondas derivadas de outras condição-fronteira: as ondas de Stoneley surgem na fronteira entre materiais sólido-sólido (Stoneley, 1924) e as ondas de Scholte surgem na fronteira solo-fluído (Scholte, 1947). Ambas não são importantes no âmbito deste trabalho.

2.2.7.1. Ondas Volumétricas

As ondas volumétricas estão estritamente associadas ao meio e aos seus parâmetros elásticos e como tal são as mais relevantes no estudo realizado neste trabalho. Imaginando um meio infinito, isotrópico, homogéneo e com comportamento linear elástico sujeito a um sismo, ocorre a geração de ondas P e ondas S, que mobilizam todo o volume do meio e se propagam em qualquer direção do meio, i.e., esfericamente (Costa, 2011; Ferreira, 2003).

Nestas condições, as ondas P, também designadas como primárias, de compressão, longitudinais ou de dilatação propagam-se através da variação volumétrica do meio, em compressões e extensões com direção paralela à propagação, como se pode observar na Figura 2.22.

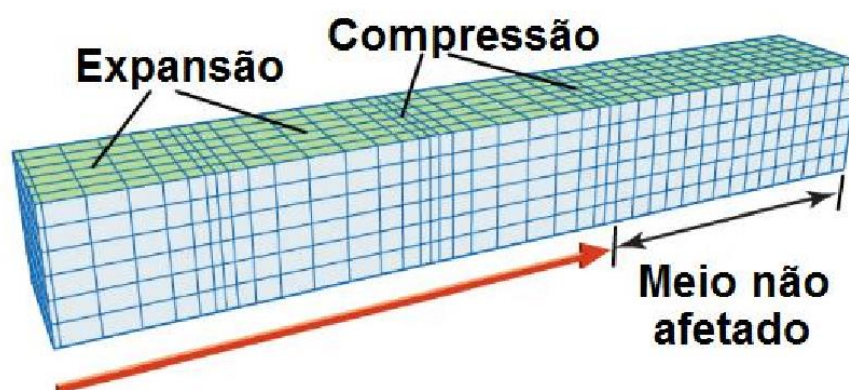


Figura 2.22 – Movimento das partículas devido à propagação das Ondas P (adaptado de Britannica, 2016)

Por não terem variação de forma nem sofrerem de rotação num ponto de massa (Ferreira, 2003), estas ondas não são particularmente destrutivas durante um sismo. Assumindo V_p como a velocidade de propagação das ondas P, a expressão (2.17) deduzida a partir das equações gerais do movimento, de acordo com a teoria da elasticidade, traduz a sua equação, onde se denota a dependência desta com as características do meio. Além disso, as ondas P são não dispersivas por não terem dependência com a frequência de excitação. A sua dedução e das restantes velocidades de propagação podem ser consultadas em Costa (2011).

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.17)$$

onde, E é o módulo de Young ou módulo de elasticidade, ρ é a massa específica, ν o coeficiente de *Poisson* e M , o módulo confinado.

Estas ondas têm a característica de se propagarem em meios líquidos e em meios sólidos, ao contrário das ondas S que necessitam de um meio sólido para a sua propagação.

Relativamente às ondas S, estas também podem ser denominadas como transversais, de distorção, secundárias ou de corte e propagam-se sem variação de volume, através de movimentos distorcionais perpendiculares à direção de propagação da onda, como se pode observar na seguinte Figura 2.23.

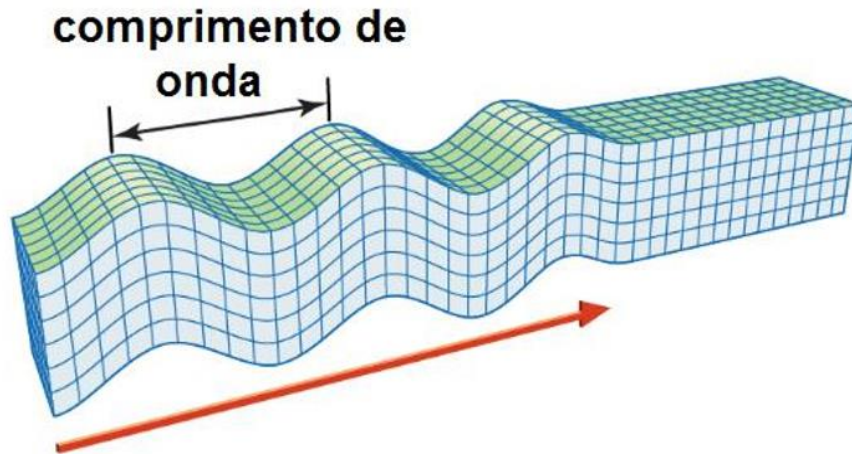


Figura 2.23 - Movimento das partículas devido à propagação das Ondas S (adaptado de Britannica, 2016)

Comparativamente com as ondas P, estas são mais lentas e têm um carácter mais destrutivo devido às deformações a volume constante. Partilham semelhanças por serem não dispersivas e dependerem das características elásticas do meio, nomeadamente o módulo de distorção. Assumindo que V_s é a velocidade das ondas S, obtém-se a seguinte expressão (2.18), deduzida com recurso à teoria da elasticidade e das equações do movimento:

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \frac{1}{1+\nu}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.18)$$

onde, E é o módulo de Young ou módulo de elasticidade, ρ é a massa específica, ν o coeficiente de *Poisson* e G , o módulo de distorção.

Outro aspeto importante das ondas S prende-se com o fato de estas poderem ser decompostas em 2 componentes: horizontalmente polarizadas (S_h) e verticalmente polarizadas (S_v), por se movimentarem com 2 graus de liberdade, ao contrário das ondas P (Ferreira, 2003), como se encontra ilustrado na Figura 2.24.

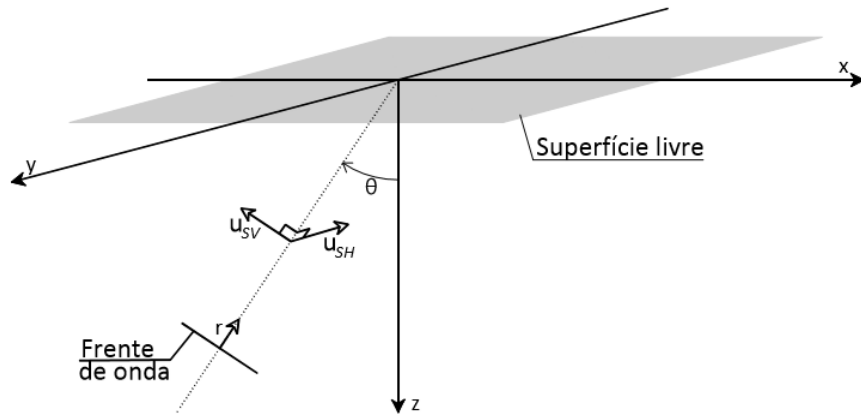


Figura 2.24 – Componentes no plano e fora do plano do deslocamento induzido pela propagação de ondas S (Costa, 2011)

Devido à relação das velocidades V_p e V_s com as características elásticas do meio, é possível calcular parâmetros elásticos do maciço (Ferreira, 2003), como o coeficiente de *Poisson*, o módulo de distorção e o módulo de elasticidade, recorrendo às seguintes equações:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (2.19)$$

$$G = V_s^2 \times \rho \quad (2.20)$$

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2.21)$$

Além da utilidade das expressões (2.19), (2.20) e (2.21) em laboratório e em campo para cálculo de parâmetros elásticos, as ondas volumétricas oferecem um método alternativo ao cálculo do parâmetro B de Skempton (Skempton, 1954) para medição do grau de saturação de uma amostra, recorrendo à velocidade de propagação das ondas P, V_p . Para avaliação do estado de saturação de uma amostra sabe-se que a velocidade das ondas P na água atinge o valor de 1500 m/s e numa amostra com todos os poros preenchidos por este fluido (saturada) a velocidade de propagação das ondas P tenderá a atingir esse mesmo valor (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002).

Além deste método, as ondas volumétricas também permitem a aplicação do “Simplified Procedure” para o estudo de liquefação, sabendo a velocidade de propagação das ondas S, V_s , para calcular a variável CSR.

Na Figura 2.25 apresenta-se a gama típica de velocidades de propagação de ondas volúmicas em diferentes materiais, retirado de Costa (2011), onde se pode observar a velocidade para maciços imersos de areia e argila:

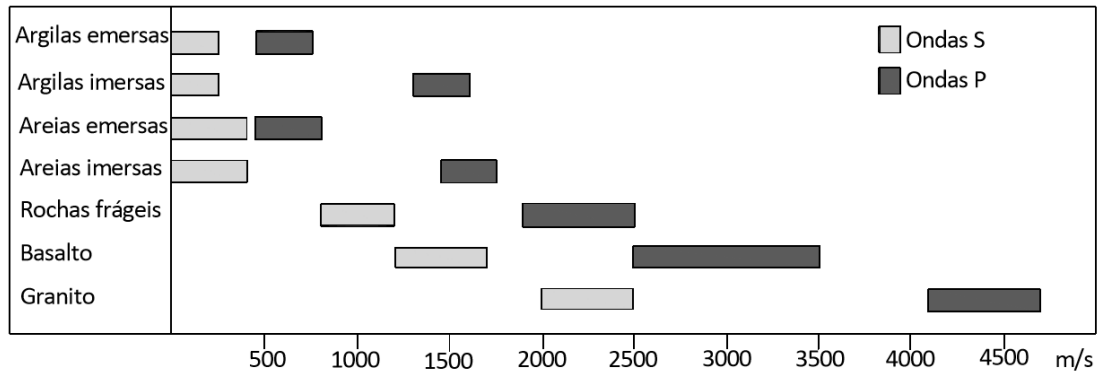


Figura 2.25 – Valores típicos da velocidade de propagação de ondas volúmicas em formações geotécnicas (adaptado de Andersen, 2007)

Difícilmente as condições anteriormente consideradas de um maciço infinito, homogêneo, isotrópico e com comportamento linear elástico se aplicam na realidade pelo que, a existência de meios com propriedades distintas provoca a reflexão e refração das ondas volumétricas nas fronteiras e a geração das ondas superficiais (Costa, 2011).

2.2.7.2. Ondas Superficiais

Considerando agora um maciço semi-indefinido, isotrópico e homogêneo, as ondas superficiais resultam da interação das ondas volúmicas com fronteiras de estratificação ou superfícies livres. Geralmente, as ondas resultantes afetam a camada superficial de um maciço e têm redução de amplitude em profundidade, não afetando todo o maciço. Estas ondas propagam-se radialmente a partir da fonte (Costa, 2011; Ferreira, 2003).

Uma das ondas mais importantes neste grupo são as ondas R, Rayleigh, formadas pela interação das ondas P e Sv com uma fronteira imposta pela superfície livre (Costa, 2011) e propagam-se paralelamente a esta com deformação volumétrica e distorcional, num movimento elíptico retrógrado (Ferreira, 2003; Moreira, 2015). Tal movimento, esquematizado na Figura 2.26, é extremamente destrutivo por haver variação de forma e volume ao mesmo tempo, assim como uma rotação de um ponto de massa, o que resulta numa acumulação de energia num volume estreito.

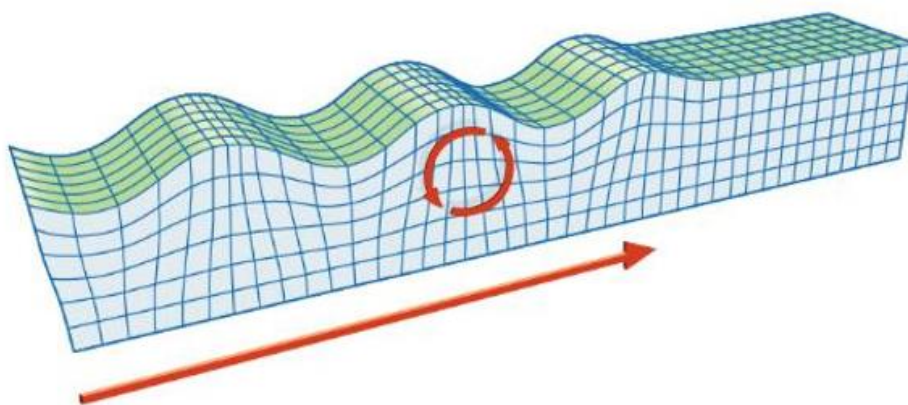


Figura 2.26 – Movimento das partículas devido à propagação das Ondas Rayleigh (adaptado de Britannica, 2016)

Estas ondas, num maciço homogêneo semi-indefinido e isotrópico apresentam caracter não dispersivo caso não haja estratificação, e carater dispersivo caso exista (Costa, 2011).

A velocidade de propagação das ondas de Rayleigh, V_r , depende do coeficiente de *Poisson* do meio e da velocidade das ondas P, V_p , (Ferreira, 2003), podendo ser representada pela seguinte expressão (2.22) (Achenbach, 2012):

$$\left(2 - \left(\frac{V_r}{V_s}\right)^2\right)^2 - 4 \left(1 - \left(\frac{V_r}{V_p}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} \left(1 - \left(\frac{V_r}{V_s}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (2.22)$$

Relativamente às ondas de Love, estas só são geradas caso haja estratificação num maciço e são geradas pela reflexão múltipla das ondas Sh entre a superfície livre e a fronteira estratificante (Costa, 2011). Propagam-se paralelamente à superfície livre com um movimento perpendicular à direção de propagação da onda e apenas têm deformação distorcional. Na Figura 2.27 encontra-se representado o movimento das Ondas Love e verifica-se que estas têm um poder igualmente destrutivo.

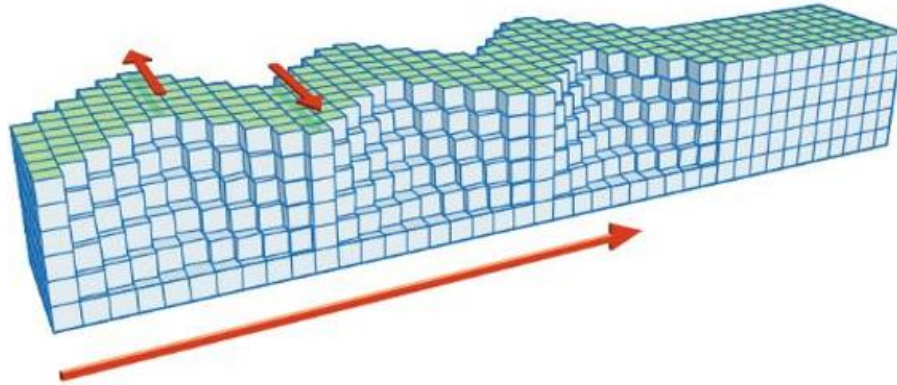


Figura 2.27 – Movimento das partículas devido à propagação das Ondas Love (adaptado de Britannica, 2016)

Estas ondas têm sempre um carácter dispersivo pelo que a sua velocidade de propagação, V_l , depende da frequência de excitação e da profundidade.

Finalizando agora o subcapítulo sobre o comportamento dinâmico dos solos e os vários fenómenos a que este está sujeito devido a cargas cíclicas ou estáticas, procura-se apresentar metodologias de determinação dos parâmetros mais importantes e algumas investigações prévias em misturas de solo-borracha.

2.3. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS

A eleição de um determinado procedimento face a outro depende do tipo de solo e finalidade construtiva para o qual o pretendemos usar, já que a aplicabilidade de cada ensaio não é comum nem cobre toda a curva de degradação da rigidez com o aumento da distorção. Na Figura 2.28 apresenta-se os intervalos típicos da deformação envolvida em determinadas obras geotécnicas e também o tipo de ensaio mais adequado para avaliar o módulo de distorção.

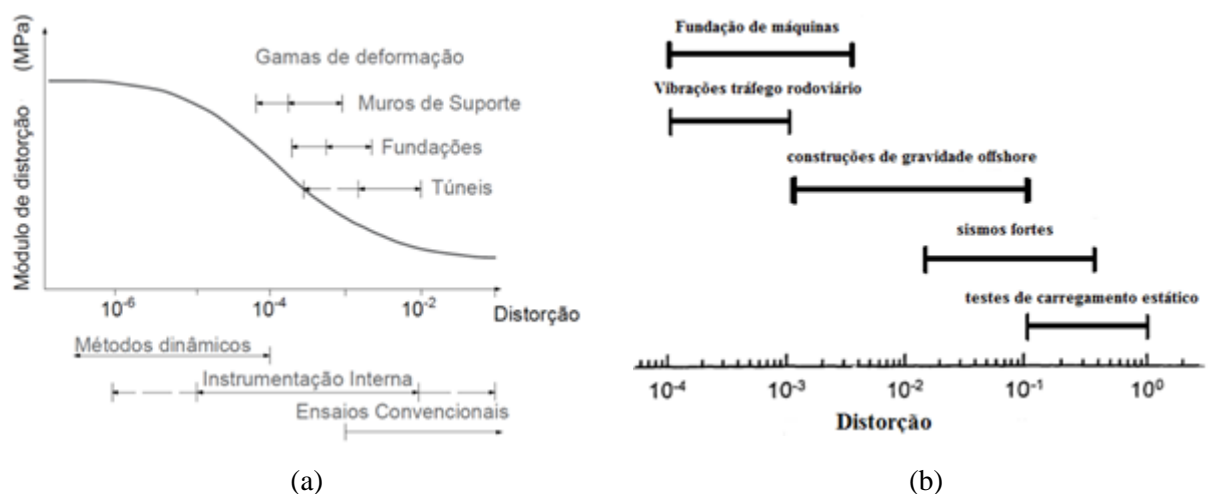


Figura 2.28 – (a) Curva de degradação da distorção (G) (adaptado de Atkison e Stallebrass, 1991); (b) gama de distorções no solo para diferentes condições de carga (adaptado de Park, 1998)

No subcapítulo anterior demonstrou-se que o módulo de distorção, o coeficiente de amortecimento histerético e a velocidade de propagação são os parâmetros mais importantes para definir o comportamento dinâmico de um solo. Como tal, apresenta-se neste capítulo os ensaios mais vulgarmente utilizados para a sua determinação, sejam eles realizados em laboratório ou *in situ*.

2.3.1. ENSAIOS *IN SITU*

Os ensaios *in situ* são executados no local e têm a vantagem de não perturbar o solo ensaiado, de ter um elevado volume amostral à disposição e de eliminar todo o processo de recolha e tratamento de amostras que antecede os ensaios laboratoriais, podendo obter-se resultados fiáveis e expeditos. No entanto, como se executam nas condições de repouso do maciço não permitem controlar alguns parâmetros como as condição-fronteira, o grau de saturação ou a pressão de confinamento. Acresce o fato de alguns dos ensaios introduzirem uma perturbação local da amostra e não permitirem obter todo o espectro possível de resposta, sendo necessário recorrer a vários ensaios diferentes. Na Tabela 4, representa-se os ensaios *in situ* mais utilizados e a gama de distorção na qual trabalham.

Tabela 4 – Ensaios *in situ* mais utilizados para avaliação do módulo de distorção dos solos (adaptado de Santos, 1999)

Ensaio	Princípio da técnica do ensaio	Nível de distorção
Sísmico entre furos de sondagem “ Crosshole seismic testing”	Determinação da velocidade de propagação da onda de corte	$\sim 10^{-6}$
Sísmico ao longo de furos de sondagem, com fonte à superfície “ Downhole seismic testing”		
Sísmico ao longo de furos de sondagem, com fonte no interior do furo “Uphole”		
Piezocone sísmico (SCPT)		
Refração sísmica	Determinação da velocidade de propagação da onda de superfície	$\sim 10^{-6}$
Vibração em regime permanente		
Análise espectral de ondas de superfície (SASW)	Curva tensão-deformação	$> 10^{-3}$
Ensaio pressiométrico (auto-perfurador)		

Como se pode observar, existe uma variedade de ensaios para obter toda a curva de degradação de rigidez, realizando um ensaio adequado para baixos níveis de distorção, e outro para valores mais elevados.

2.3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios laboratoriais, em comparação com os ensaios realizados no campo, têm a vantagem de permitir controlar as condições de repouso do solo, a pressão de confinamento, o grau de saturação e as condições de drenagem. No entanto, são utilizadas amostras mais ou menos perturbadas do maciço e normalmente há pouco volume amostral à disposição, apesar de se poder proceder, para alguns solos, à recolha de amostras quase intactas com recurso a amostradores avançados ou a técnicas de congelamento do solo. Acresce o facto de os ensaios de laboratório serem tendencialmente morosos

em comparação com os ensaios *in situ*, onde é possível realizar vários testes num período de tempo relativamente curto.

Os primeiros estudos laboratoriais realizados para obtenção de parâmetros cíclicos como resposta a um sismo remontam aos anos 30 e foram conduzidos numa coluna ressonante por (Iida, 1938, 1940), a baixas pressões de confinamento. Já na década de 60, estes ensaios foram melhorados e permitiram a medição fiável das propriedades dinâmicas para vários solos (Drnevich e Richart, 1970; Hall, 1963; Hardin e Richart Jr, 1963; Hardin, 1965; Hardin e Black, 1966, 1969).

Na Tabela 5, representa-se os ensaios laboratoriais mais comuns, assim como o intervalo de distorção para o qual trabalham.

Tabela 5 – Ensaios laboratoriais mais utilizados para avaliação do módulo de distorção dos solos e do coeficiente de amortecimento histerético (adaptado de Santos, 1990)

Ensaio	Princípio da técnica do ensaio	Nível de distorção
Coluna Ressonante “Bender elements”	velocidade de propagação da onda de corte	~ 10 ⁻⁶ a 10 ⁻⁴
Corte simples		~ 10 ⁻⁶ , apenas para avaliação do módulo de distorção máximo, G _{máx}
Triaxial cíclico	curva tensão-distorção	> 10 ⁻⁴ (*)
Torsional cíclico		> 10 ⁻⁴ (*)
(*) Recorrendo a sistemas de medição local de alta precisão é possível atingir níveis de distorção mais baixos (10 ⁻⁵ ou até 10 ⁻⁶)		

Apesar de ser possível obter o espetro total da curva de degradação de rigidez, utilizando vários ensaios diferentes, as propriedades dinâmicas do solo são diferentes às obtidas em ensaios de campo, resultado da amostra se encontrar perturbada (Seed e Idriss, 1970). Tal deve-se porque o coeficiente de amortecimento e o módulo de distorção são influenciados por fatores difíceis de simular em laboratório, como a estrutura do maciço, histórico de tensão e cimentação (Park, 1998 citado por Moreira, 2015). No entanto, os ensaios de laboratório são extremamente úteis por permitirem fazer análises comparativas de um mesmo solo, sujeito a diferentes condições.

Nas seguintes páginas irá fazer-se uma breve explicação dos “Bender Elements”, dos ensaios de coluna ressonante, corte simples, torsional cíclico e triaxial cíclico. No âmbito desta dissertação usou-se “Bender Elements” e ensaios triaxiais cíclicos.

2.3.2.1. Ensaio de Coluna Ressonante

O ensaio de coluna ressonante é um dos mais utilizados, em laboratório, para a determinação dos parâmetros dinâmicos do solo, como o coeficiente de amortecimento e o módulo de distorção para uma gama de deformações entre 10^{-6} a 10^{-4} . Consiste na aplicação de uma compressão ou momento torsor a um provete cilíndrico de uma célula triaxial, oco ou maciço, sendo que as metodologias de ensaio e interpretação são distintas e que a preparação de uma amostra oca é mais complexa. O ensaio de coluna ressonante é considerado como um ensaio não destrutivo para amplitudes inferiores a 10^{-4} rad (Testing, 1982), o que permite várias medições num mesmo provete, para vários estados de tensão. O grau de saturação e a pressão de confinamento são controlados pela célula triaxial.

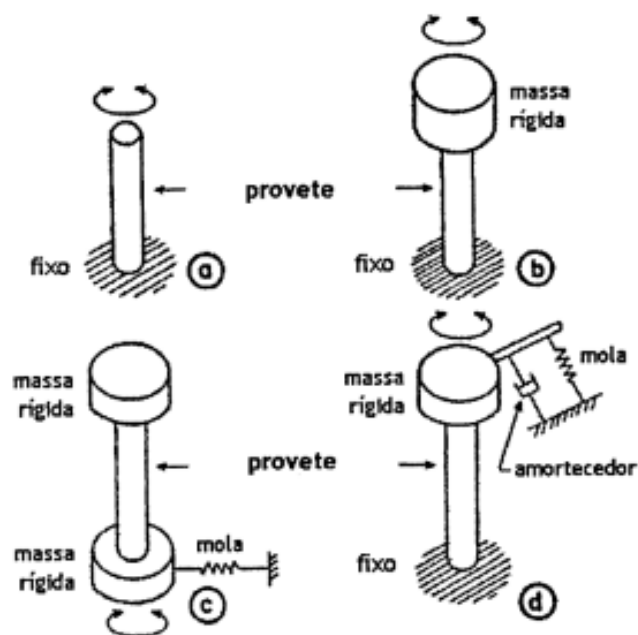


Figura 2.29 – Diferentes configurações do equipamento de coluna ressonante (Barros, 1996 citado por Ferreira, 2003)

O procedimento de ensaio envolve a aplicação de várias frequências de vibração para se determinar a frequência natural de vibração da amostra e, com base na teoria da propagação da onda, calcular o módulo de Young e módulo de distorção (Barros, 1996). Calcula-se o coeficiente de amortecimento através da aplicação de métodos de decaimento logarítmico e “steady-state” (estado estável) (Pinto, 2016), com base na frequência de ressonância e amplitude de deformação.

2.3.2.2. Ensaio Torsional Cíclico

No ensaio torsional cíclico, em semelhança com o anteriormente exposto, também se submete um provete a uma torção cíclica no topo de um provete consolidado, no entanto, a determinação do módulo de distorção no ensaio faz-se através da curva de tensão-deformação na forma do “loop” da histerese. A torção cíclica é controlada a partir da deformação, sob a forma de rotação, ou a partir da tensão, sob a forma de binário. A utilização deste ensaio em conjunto com o de coluna ressonante permite, num único equipamento ensaiar o mesmo provete numa gama de deformações de 10^{-6} até próximo da rotura, 10^{-2} , obtendo-se um espectro bastante alargado da curva de degradação do módulo de distorção (Ferreira, 2003; Park, 1998). Na Figura 2.30 observa-se as componentes de tensões num provete oco submetido a corte por torção.

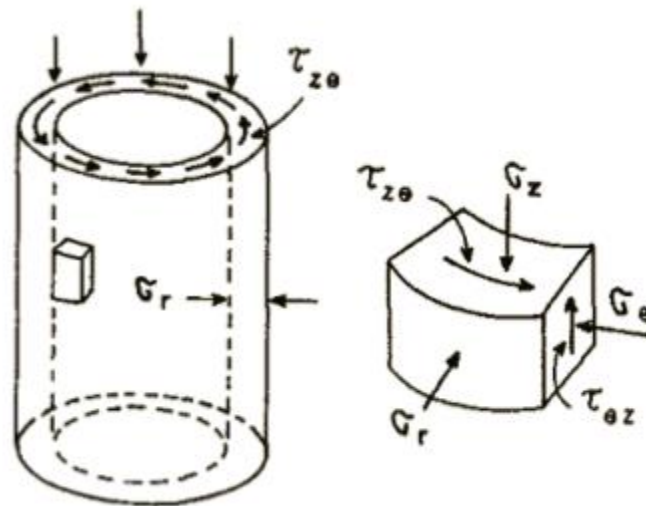


Figura 2.30 – Representação esquemática de um ensaio torsional cíclico em provete oco (adaptado de Barros, 1996, citado por Moreira, 2015)

Segundo Park (1998), os provetes ocos, apesar de serem de difícil preparação e serem mais suscetíveis a penetrações de membrana, permitem obter medições mais precisas pois a tensão de corte encontra-se mais uniforme em comparação com os provetes maciços. Na Figura 2.31 demonstra-se um esquema das tensões ao longo da amostra.

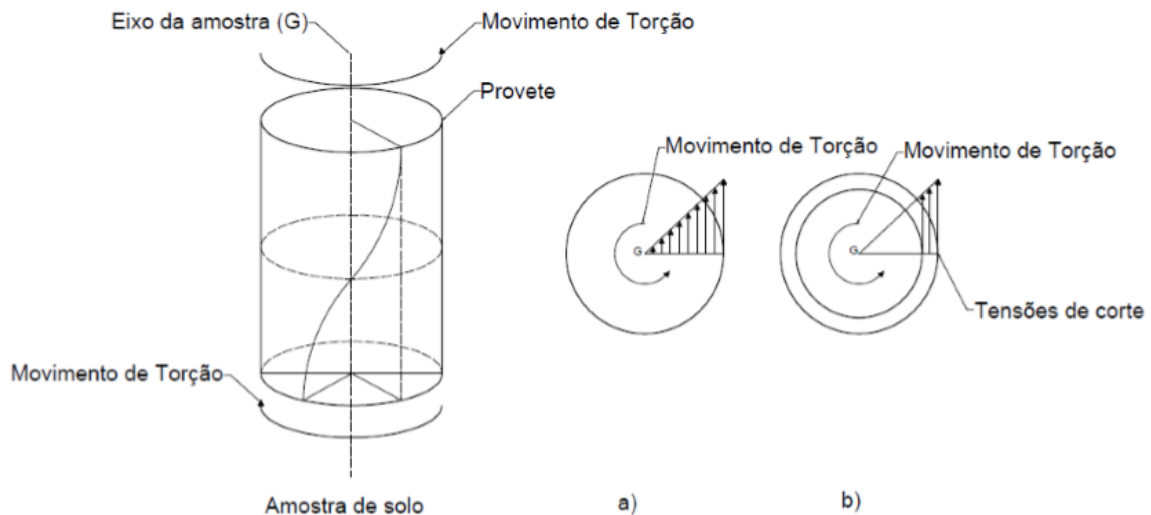


Figura 2.31 – Variação de tensões ao longo da secção transversal em diferentes tipos de provete: a) amostra maciça b) amostra oca (Pinto, 2016)

2.3.2.3. Ensaio de Corte Direto Cíclico

O ensaio de corte direto cíclico consegue reproduzir as condições de carga sísmica de forma mais precisa que um ensaio triaxial ou torsional cíclico (Alarcon *et al.*, 1986; Park, 1998) e consiste na

aplicação de uma carga cíclica horizontal no topo ou base de uma amostra. Na Figura 2.32 representa-se um esquema do carregamento durante um ensaio de corte direto cíclico.

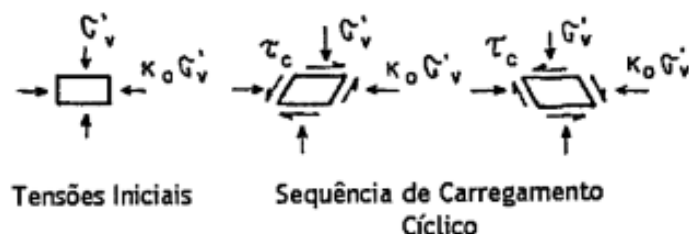


Figura 2.32 – Modelo idealizado do carregamento num ensaio de corte direto cíclico (adaptado de Barros, 1996, citado por Ferreira, 2003)

O procedimento de ensaio impede o provete de se deformar lateralmente enquanto este é submetido à tensão horizontal cíclica τ_c , formando uma curva de tensão-deformação como representada na Figura 2.33, de onde se pode determinar o coeficiente de amortecimento e o módulo de distorção do material.

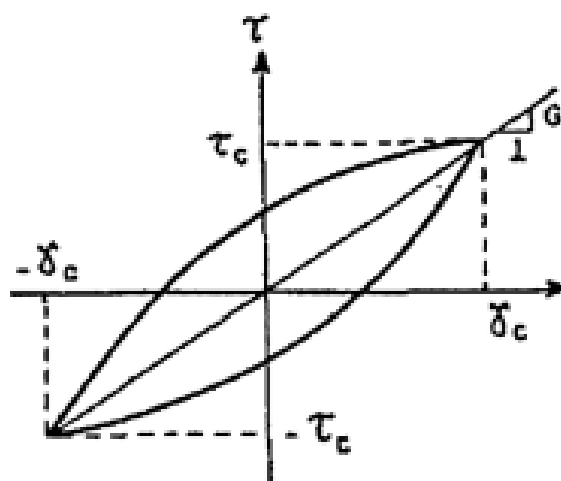


Figura 2.33 – Curva de histerese (adaptado de Barros, 1996, citado por Ferreira, 2003)

Os equipamentos mais vulgares deste ensaio não permitem controlar a pressão lateral de confinamento durante o corte cíclico (Moreira, 2015) apesar de garantirem que o provete se deforme sem que ocorra variação da sua secção transversal, quando sujeitos à tensão τ_c (Ferreira, 2003).

2.3.2.4. Equipamento Piezoelétricos

O fenómeno piezoelétrico foi demonstrado por Pierre e Jacques Curie, em 1880 e consiste na faculdade de um material de converter energia elétrica em mecânica e vice versa, como é o caso dos equipamentos piezoelétricos (Ferreira, 2003). Estes equipamentos produzem um campo elétrico a

partir da sua deformação por compressão-extensão que depende da forma, composição e direção de polarização (Brignoli *et al.*, 1996). Assiste-se a este fenómeno em materiais piezocerâmicos, como os *bender elements*, que permitem gerar e receber ondas de corte (Karl, 2005).

Os elementos piezoelétricos são constituídos por duas placas piezocerâmicas, com superfícies condutoras entre si e nas faces exteriores. Quando sujeitos a uma corrente elétrica, uma das placas expande e a outra encurta, num movimento de flexão (no caso do *bender element*), como se pode observar na Figura 2.34.



Figura 2.34 – Constituição de um equipamento piezoelétrico (Dyvik e Madshus, 1985)

Podendo ser polarizados em série ou em paralelo, no primeiro caso a direção de polarização é em sentidos opostos, no segundo a direção é a mesma para as duas placas piezocerâmicas, como se pode observar na Figura 2.35. Em ambos os casos o elemento piezoelétrico consegue funcionar como transmissor e recetor, no entanto, a ligação em paralelo é mais eficiente para um transmissor e a ligação em série para um recetor (Moreira, 2015).

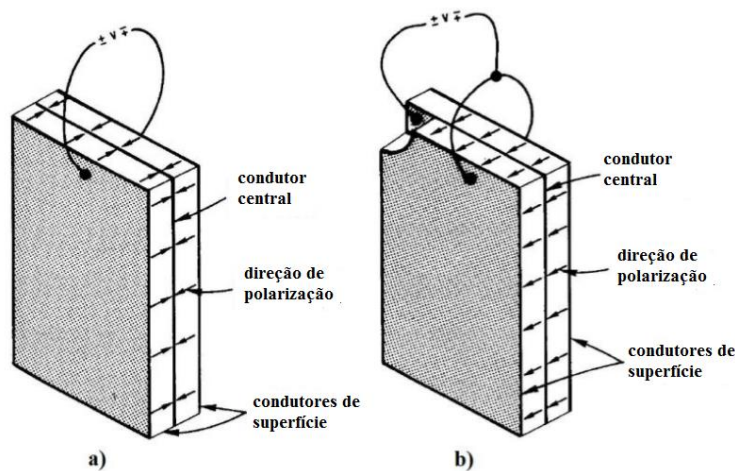
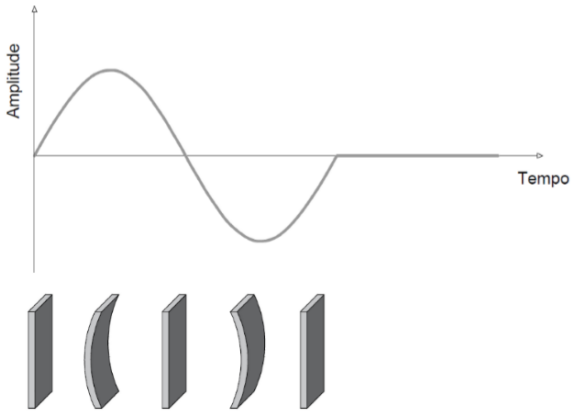
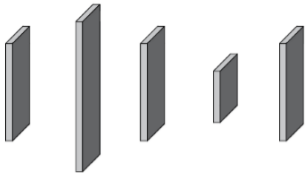
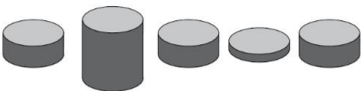



Figura 2.35 – Equipamentos piezoelétricos ligados: a) em série; b) em paralelo (adaptado de Dyvik e Madshus, 1985)

A deformação gerada é distinta para os diferentes tipos de elementos piezocerâmicos, assim como a sua polarização e configuração. Na Tabela 6 resume-se o comportamento em função do tempo dos *bender elements*, *extender elements*, *compression transducer* e *shear elements*.

Tabela 6 – Comportamento de elementos piezocerâmicos em função do tempo (Pinto, 2016)

	<p>Os BE's são os elementos piezocerâmicos mais indicados por terem a capacidade de atingir grandes deformações para pequenas voltagens elétricas (Ferreira, 2009)</p>
	<p>Os <i>extender elements</i> propagam as ondas P através de uma deformação axial. São obtidos através da alteração na configuração de ligação das placas piezocerâmicas, relativamente à direção de polarização usada no <i>compression transducer</i> (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002).</p>
	<p>Os <i>compression transducer</i> deformam-se axialmente em compressão, permitindo a propagação e registo de ondas P (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002). São elementos com forma cilíndrica e polarizados na direção da espessura.</p>
	<p>Os <i>shear plates</i>, transmitem energia à amostra através da fricção, o que o torna indicado para materiais sujeitos a estados de tensão elevados ou para solos grossos, cimentados e muito rígidos por não ser necessário penetrar o provete. Este equipamento é menos eficiente que o <i>bender element</i>, pois tem maiores dimensões e realiza um movimento com maior amplitude (Karl, 2005).</p>

As metodologias de BE são bastante atrativas por serem elementos de pequenas dimensões e de fácil integração com os restantes ensaios laboratoriais: triaxiais, edômetros, corte direto cíclico ou colunas ressonantes (Karl, 2005).

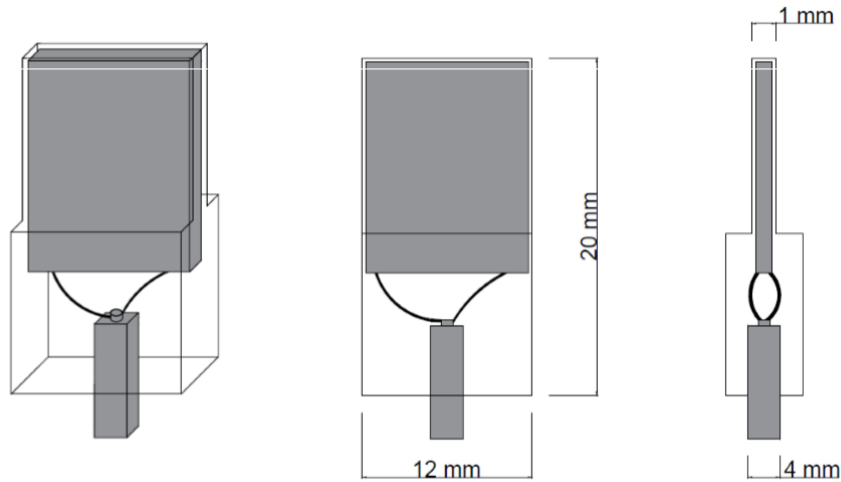


Figura 2.36 – Modelo típico de um equipamento piezoelétrico *bender element* (Pinto, 2016)

O uso dos transdutores piezoelétricos permite observar que a liquefação de uma amostra de solo está acompanhada por uma redução significativa no valor da velocidade das ondas S (Abreu, 2012; Teixeira, 2015).

Outra utilidade destes equipamentos é permitir determinar o módulo de distorção inicial, $G_{\text{máx}}$, de uma amostra (Dyvik e Madshus, 1985) e, em junção com os ensaios triaxiais cíclicos, obter a curva de degradação do módulo de distorção de um solo (Karg e Haegeman, 2005). Além do mais, as medições deste parâmetro com BE são mais expeditas que as obtidas pela coluna ressonante (Moreira, 2015), apesar de existirem fatores de erro e subjetividade na interpretação dos resultados (Brignoli *et al.*, 1996; Viggiani e Atkinson, 1995), não havendo um método ideal de interpretação (Ferreira, 2009).

Após a apresentação dos equipamentos existentes e a sua aplicabilidade pretende-se demonstrar na Figura 2.37 os tipos de sinais possíveis de emitir.









Representação	Descrição
	Degrau
	Impulso
	Onda Sinusoidal
	Pulso (ângulo de fase igual a 90°)
	Sinal distorcido;
	Oscilação forçada;
	Sinal contínuo de frequência contínua;
	Varrimento de frequências (normalmente entre 100 Hz até 20 kHz);
Sinal aleatório	Barulho aleatório.

Figura 2.37 – Sinais emissíveis (adaptado de Ferreira, 2009)

É de salientar que todos os sinais têm vantagens e desvantagens e que a sua utilização depende das limitações físicas do próprio equipamento piezoelétrico utilizado em reproduzir o sinal desejado. Nesta ótica, diversos autores defendem que o melhor sinal a transmitir pelos BE é uma onda sinusoidal individual centrada (sine wave) pois facilita a comparação entre sinal emitido e sinal recebido e, por sequência, uma análise mais objetiva e resultados mais fiáveis (Ferreira, 2009). Aconselha-se também a utilização de um varrimento de frequências para determinação da frequência de ressonância da amostra. No âmbito desta dissertação utilizou-se a onda sinusoidal em ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos e procedeu-se a alguns registos com recurso a varrimento de frequências.

Relativamente aos erros associados à utilização de BE para determinação do tempo de chegada da onda no domínio do tempo estes resumem-se em: efeito da ressonância dos equipamentos (Ferreira, 2003; Viggiani e Atkinson, 1995), “near-field effect” (Pedro *et al.*, 2016; Sanchez-Salinerro *et al.*, 1986), ruídos eletromagnéticos (Lee e Santamarina, 2005), atraso na resposta do sistema (Pedro, 2013) e alinhamento entre BE (Pedro *et al.*, 2016).

2.3.2.5. Ensaio Triaxial

Por último, o ensaio triaxial cíclico, representado esquematicamente na Figura 2.38, é dos mais comuns para determinar o coeficiente de amortecimento histerético e o módulo de distorção de um solo para grandes deformações, $>10^{-4}$, a partir da curva de tensão-deformação (Amer *et al.*, 1987).

Yokel *et al.* (1989) comparou resultados obtidos entre a coluna ressonante e ensaios triaxiais e comprovou que o módulo de distorção máximo, $G_{\text{máx}}$, é razoavelmente próximo.

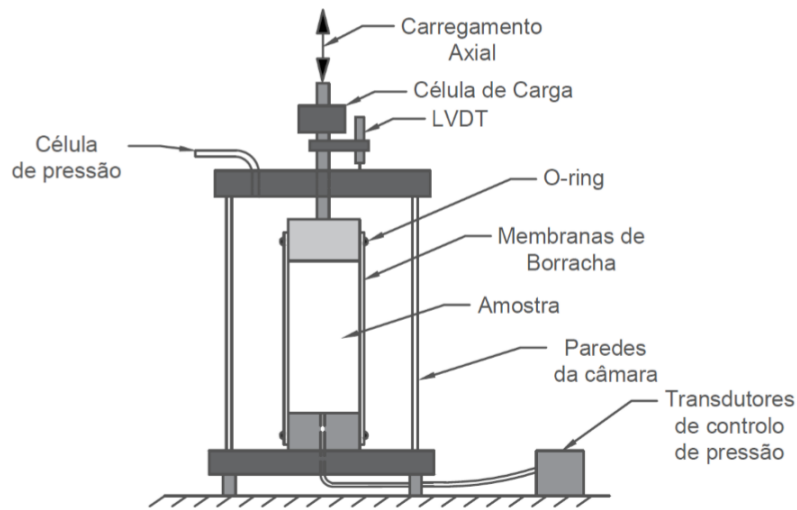


Figura 2.38 – Esquema do ensaio triaxial cíclico (Pinto, 2016)

O procedimento de ensaio consiste na aplicação de um carregamento axial cíclico, pela célula de carga, a um provete previamente consolidado e medir a deformação e a tensão aplicada em cada instante. É possível consolidar as amostras em condições isotrópicas ou anisotrópicas (Park, 1998), para a realização de diferentes estudos.

Na Figura 2.39 apresenta-se um esquema de carregamento do provete em condições isotrópicas, assim como a trajetória de tensões durante o ensaio.

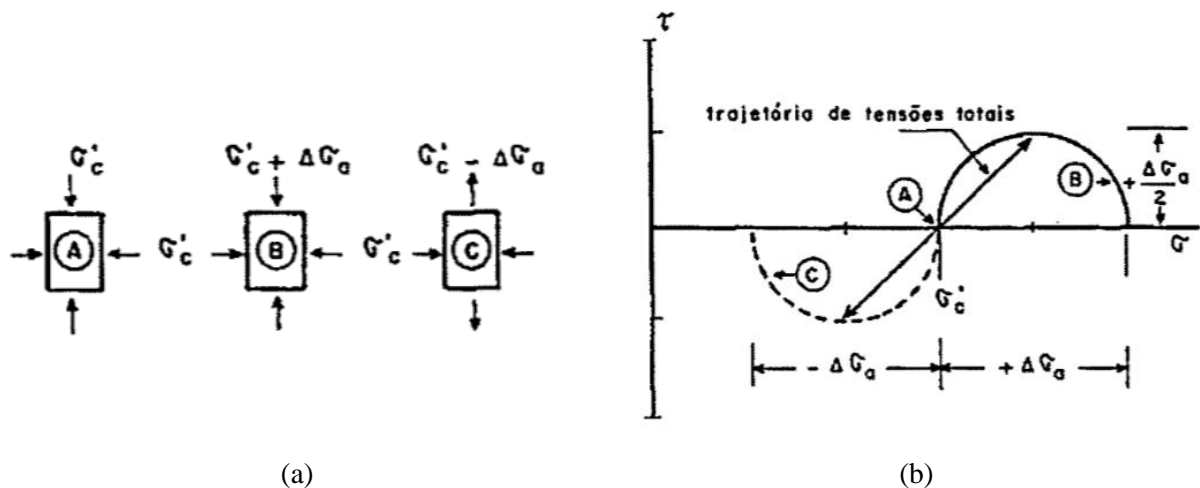


Figura 2.39 – (a) Esquema de carregamento; (b) trajetória de tensões, de um ensaio triaxial cíclico (adaptado de Barros, 1996 citado por Ferreira, 2003)

A determinação do módulo de distorção é realizada por um método indireto pois requer o conhecimento (ou estimativa) do coeficiente de *Poisson*, que é aproximadamente 0,5 em condições não drenadas. Já o coeficiente de amortecimento histerético é calculado pela curva da histerese como explicado no capítulo 2.2.5.2. Com base na teoria da elasticidade, o módulo de distorção e a amplitude de distorção podem ser calculados com base na teoria da elasticidade recorrendo às expressões (2.2) e (2.23).

$$\gamma = 100 \frac{\theta d}{3H} \quad (2.23)$$

Umas das desvantagens do ensaio triaxial cíclico é a membrana, que ao penetrar nos vazios existentes de uma amostra poderá influenciar os resultados obtidos de coeficiente de amortecimento e módulo de distorção (Negussey e Vaid, 1984; Park, 1998), principalmente em provetes de areia grossa ou cascalho.

Outra dificuldade é a obtenção de resultados fiáveis para deformações inferiores a 10^{-4} pois o equipamento não tem precisão na aplicação da carga nem da leitura da deformação e tensão e sofre de atrito entre as suas diversas componentes (Kokusho, 1980).

2.4. INVESTIGAÇÕES PRÉVIAS EM MISTURAS DE SOLO-BORRACHA

Sendo o tema desta dissertação a avaliação do comportamento dinâmico de misturas de solo-borracha, procurou-se trabalhos anteriores relacionados com a utilização da borracha para estabelecer uma bibliografia comparável antes de se proceder aos ensaios laboratoriais.

Com o intuito de calcular o módulo de distorção e o coeficiente de amortecimento, vários ensaios já foram efetuados: coluna ressonante (Pistolas *et al.*, 2015), modelos físicos (Hazarika *et al.*, 2008; Lee e Roh, 2007), triaxiais monotónicos e cíclicos (Durán *et al.*, 2016; Edinçliler *et al.*, 2004; Hong *et al.*, 2015; Mashiri *et al.*, 2013; Nakhaei *et al.*, 2012; Pistolas *et al.*, 2015; Rios *et al.*, 2016; Sutter e Feng, 2000), modelação numérica (Lee e Roh, 2007), torsional (Sutter e Feng, 2000) e corte direto (Edinçliler *et al.*, 2004). É necessário salientar que existem mais estudos em misturas areia-borracha do que argila-borracha.

No que respeita às propriedades da borracha por si só, Beatty (1981) concluiu que esta tem elevado coeficiente de amortecimento e um módulo de distorção e resistência ao corte muito inferior ao dos solos. Observou também que é um material com elevada resiliência, i.e. grande capacidade de recuperar elasticamente de deformações muito elevadas quando a tensão é libertada, com uma deformabilidade elástica maior que nos solos e um coeficiente de *Poisson* muito próximo de 0,5. Apesar de não haver evidência suficiente, a borracha sofrerá alterações nas suas propriedades, caso seja seca ou exposta a temperaturas acima de 40°C, afetando as misturas onde se inclui posteriormente (Hong *et al.*, 2015).

Sendo a borracha um material viscoelástico, com partículas compressíveis volumetricamente, coloca-se a questão de até que ponto a Mecânica dos Solos Clássica, que assume partículas incompressíveis nos solos apenas deformáveis elasticamente (Terzaghi, 1951), é aplicável às misturas de solos-borracha e se esta característica terá influência nos resultados obtidos. A questão centra-se também na

fronteira que distingue uma mistura onde o material dominante é o solo, ou uma mistura onde o material dominante é a borracha. Nesta perspetiva, poderemos encontrar casos onde o coeficiente de amortecimento histerético que se pretende calcular não é representativo da realidade pois estamos na presença de uma mistura com comportamento viscoelástico e o coeficiente de amortecimento dependerá da frequência do carregamento, ou seja, será um amortecimento viscoso.

Em ensaios de compressão isotrópica em provetes constituídos apenas por borracha, Sutter e Feng (2000) comprovaram que a compressibilidade volumétrica das partículas de borracha é insignificante para tensões entre 0 e 700 kPa e assumiram que nas misturas ensaiadas aconteceria o mesmo. Daqui resulta que a compressibilidade da borracha ou das misturas de solo-borracha deve-se ao rearranjo das partículas e não à compressibilidade individual de cada partícula. No entanto, é importante alertar que a tensão de contacto entre as partículas, devido à reduzida área de contacto entre as mesmas, é muito alta e pode-se assistir a uma compressibilidade volumétrica da borracha.

Visto que na bibliografia estudada, os investigadores partiram do princípio que a borracha respeita a Mecânica dos Sólidos Clássica e que o seu coeficiente de amortecimento pode ser calculado histereticamente, irá partir-se da mesma hipótese no âmbito desta tese.

Relativamente ao coeficiente de amortecimento e ao módulo de distorção da borracha, Sutter e Feng (2000) demonstraram que estes têm um comportamento linear e quase constante com o aumento da deformação, independentemente da pressão de confinamento aplicada, como se pode ver na figura anterior e Figura 2.40. Quer isto dizer que a borracha é um material com um módulo de deformabilidade, E , mais elevado que o dos solos e que o seu coeficiente de amortecimento se deve à fricção interparticular e à sua capacidade de dissipar energia através da deformação das próprias partículas.

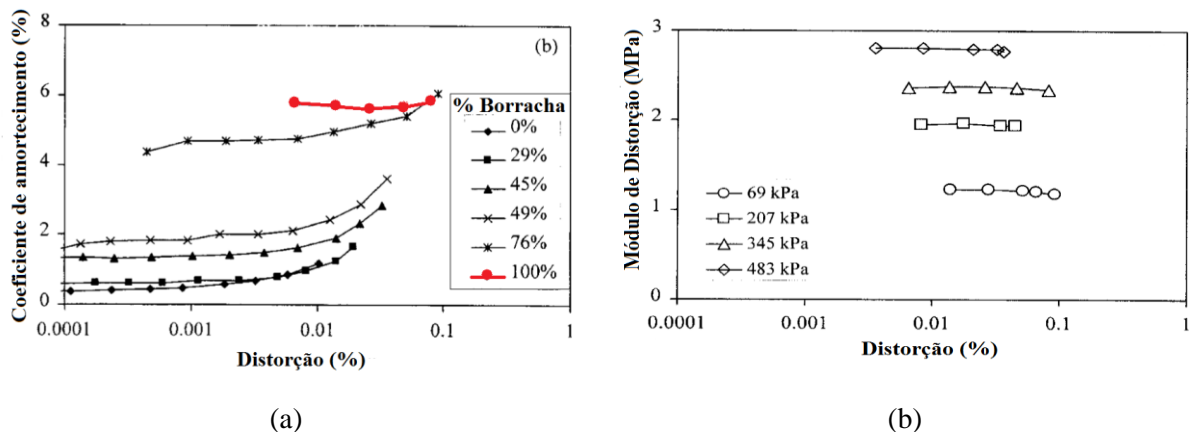


Figura 2.40 – (a) Curva de amortecimento-distorção para diferentes percentagens de borracha, com pressão de confinamento de 345kPa; (b) curva de degradação do módulo de distorção de um provete com 100% borracha, com diferentes pressões de confinamento (adaptado de Sutter e Feng, 2000)

Esta tendência de linearidade também foi verificada com o aumento da percentagem de borracha nas misturas com o solo (Kijanka, 2016; Nakhaei *et al.*, 2012; Pistolas *et al.*, 2015; Sutter e Feng, 2000), principalmente em relação ao módulo de distorção. Torna-se evidente que a borracha afeta o comportamento dinâmico, particularmente em percentagens mais elevadas e que a mistura poderá tornar-se independente da pressão de confinamento inicial devido à alta elasticidade dos grãos de borracha.

Vários autores verificaram que com o aumento da percentagem de borracha em areias, a compressibilidade da mistura torna-se extremamente alta (Bosscher e Edil, 1994; Hong *et al.*, 2015; Promputthangkoon e Hyde, 2007).

No que respeita à capacidade do solo de absorver vibrações sísmicas, esta melhora pois comprova-se que o aumento da percentagem de borracha diminui o módulo de distorção, simultaneamente aumentando o coeficiente de amortecimento histerético (Pistolas *et al.*, 2015; Rios *et al.*, 2016; Sutter e Feng, 2000). Observou-se também que estes valores são mais elevados nas misturas quando comparados com a borracha por si só (Edinçliler *et al.*, 2004).

Quanto ao módulo de distorção, demonstra-se que este aumenta com a pressão de confinamento, mantendo constante a percentagem de borracha, e que diminui com a percentagem de borracha, para todas as pressões de confinamento (Edinçliler *et al.*, 2004; Mashiri *et al.*, 2013; Nakhaei *et al.*, 2012).

Já o coeficiente de amortecimento demonstra um comportamento variável com a pressão de confinamento, diminuindo para pressões baixas, 50 - 100kPa, e aumentando para pressões de confinamento mais elevadas, 200-300 kPa (Nakhaei *et al.*, 2012). Segundo Pistolas *et al.* (2015), para misturas com menos de 40% de borracha, em peso, o coeficiente de amortecimento é governado pela fração de areia, ou seja, o coeficiente de amortecimento depende da fricção interparticular e do deslocamento das partículas. Já para percentagens de borracha superiores a 40%, a mistura é dominada pela fração de borracha e o coeficiente de amortecimento depende da deformabilidade dos grãos de borracha.

Quanto ao módulo de distorção máximo, G_{\max} , e ao coeficiente de amortecimento mínimo, D_{\min} , estes diminuem e aumentam, respetivamente com a percentagem de borracha (Nakhaei *et al.*, 2012; Pistolas *et al.*, 2015; Sutter e Feng, 2000). Com o aumento da pressão de confinamento, espera-se um aumento de G_{\max} e uma diminuição de D_{\min} , como se pode observar na Figura 2.41.

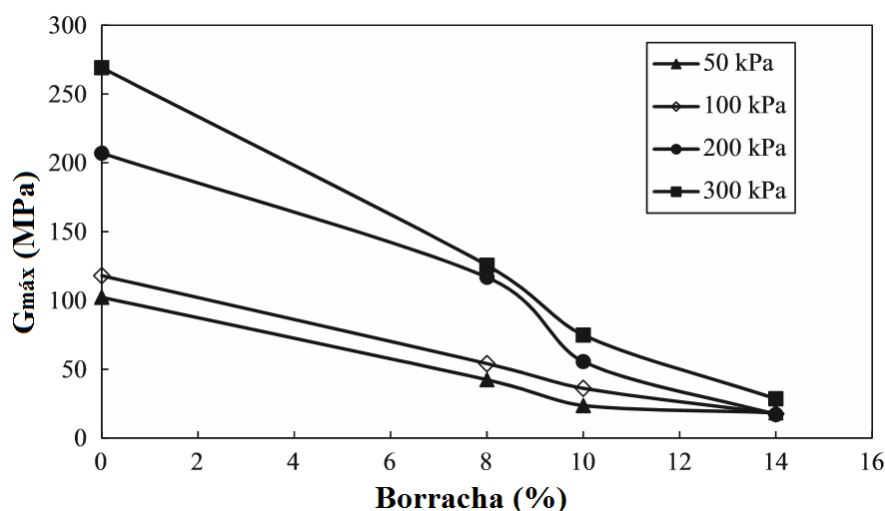


Figura 2.41 – Módulo de distorção máximo versus percentagem de borracha para diferentes pressões de confinamento (adaptado de Nakhaei *et al.* 2012)

Relativamente às curvas de degradação do módulo de distorção normalizado, G/G_o , estas aumentam com a pressão de confinamento e com a percentagem de borracha (Nakhaei *et al.*, 2012), assumindo

um comportamento cada vez mais linear para elevadas quantidades de borracha. Relativamente ao índice de vazios da mistura para aproximação dos modelos hiperbólicos apresentados ou para cálculo de $G_{máx}$, este será a soma do volume de ar, água e borracha (Nakhaei *et al.*, 2012; Pistolas *et al.*, 2015; Sutter e Feng, 2000), como se demonstra na Figura 2.42.

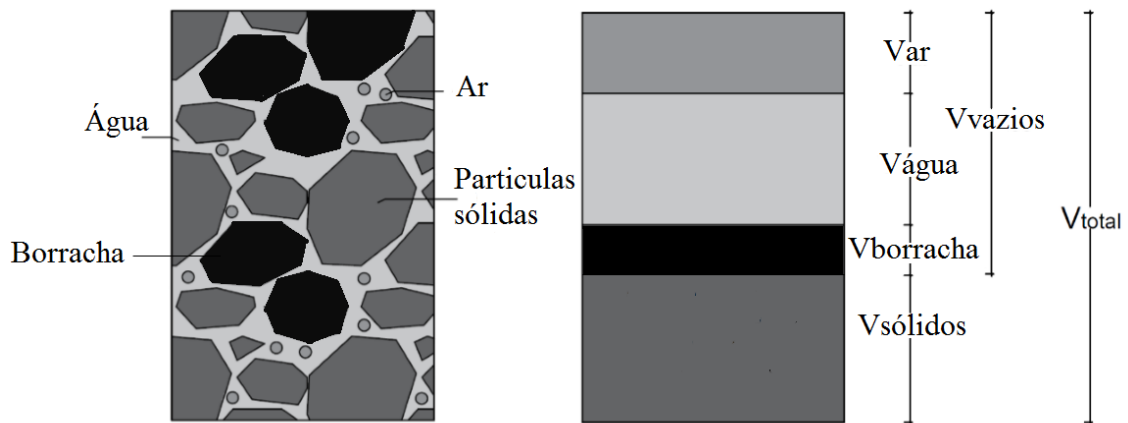


Figura 2.42 – Índice de Vazios de uma mistura de solo-borracha para cálculo dos modelos hiperbólicos de degradação do módulo de distorção, $G/G_{máx}$

No que respeita à influência do número de ciclos com a mesma amplitude, nos valores de coeficiente de amortecimento e módulo de distorção, Mashiri *et al.* (2013) e Kokusho (1980) concluíram que o módulo de distorção reduz com o aumento do número de ciclos e o coeficiente de amortecimento aumenta. No entanto estas alterações apresentam uma assintota horizontal, i.e. tendem para uma constante a partir do qual o seu valor não varia. A partir do 60º ciclo espera-se que o solo tenha um comportamento independente do número de ciclos (Mashiri *et al.*, 2013). No entanto, Kokusho (1980) identificou que o efeito dos ciclos é insignificante logo no 11º ciclo de carga.

Em relação ao comportamento estático da borracha, a sua resistência ao corte, ângulo de atrito interno e coesão aparente não são correlacionáveis com o tamanho das partículas de borracha (Reddy e Marella, 2001).

Já nas misturas, com o aumento da percentagem de borracha, comprova-se que existe um aumento do ângulo de atrito interno, ϕ' , (Durán *et al.*, 2016; Foose *et al.*, 1996; Hong *et al.*, 2015; Rios *et al.*, 2016), e da coesão aparente, c' (Durán *et al.*, 2016; Papagiannakis *et al.*, 1996). Este comportamento deve-se ao aumento da resistência friccional com a presença da borracha.

No entanto, não existe um aumento linear desta com a borracha, e comprova-se que existe um rácio ótimo de solo-borracha, onde se atinge os valores mais elevados de resistência e ângulo de atrito interno, após o qual diminuem (Ghazavi e Sakhi, 2005; Gotteland *et al.*, 2005).

Discute-se assim qual será a percentagem ótima de borracha, onde se atinge um pico de comportamento dinâmico e estático. Estudos de Hyodo *et al.* (2007) e Okamoto *et al.* (2008) indicam que o valor de 40% em volume, aproximadamente 22,3% em peso de borracha é a mistura ideal onde a presença desta é eficiente. Mashiri *et al.* (2013) identificou que a adição de 35% borracha, em peso, correspondente a 50%, em volume, é o rácio ideal pois explora completamente os benefícios da areia e da borracha. Ghazavi (2004) concluiu que a adição de 10-20% de borracha, em peso, a areia é ótima

para a resistência ao corte. Pistolas *et al.* (2015) verificou que com a adição de 20% de borracha, em peso, o coeficiente de amortecimento atingiu valores mais elevados e para uma menor distorção. Bali Reddy *et al.* (2015), concluiu que a adição de 30% de borracha a uma areia é a mistura ótima para atingir valores máximos de resistência ao corte e ângulo de atrito interno, como se demonstra na Figura 2.43.

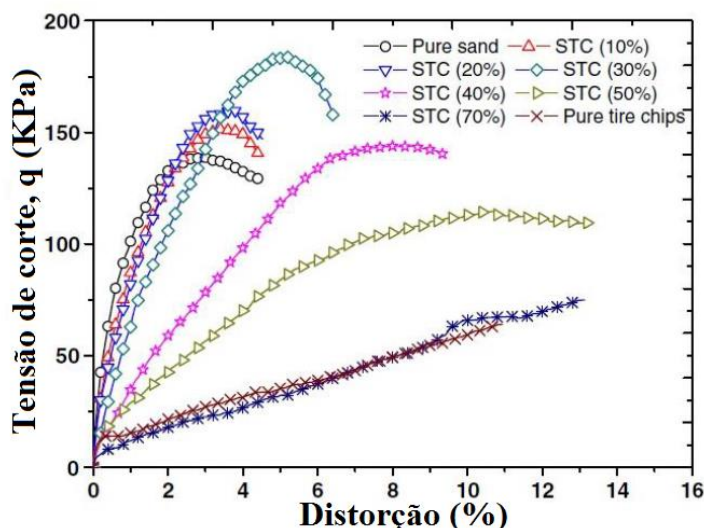


Figura 2.43 – Exemplo da influência da percentagem de borracha, em peso, no comportamento estático da mistura de areia-borracha (adaptado de Bali Reddy *et al.* 2015)

Também se observa que os provetes com 100% borracha ou 70% borracha têm uma curva de tensão-distorção linear, não apresentando pico de resistência.

Apesar de os valores da percentagem ótima a adicionar de borracha se encontrarem num intervalo de 10-35%, em peso, o coeficiente de amortecimento, módulo de rigidez, coesão aparente e ângulo de atrito interno poderão ser sensíveis aos diferentes tipos de solos e à dimensão das partículas que o constituem. Sendo assim, deverá existir alguma reserva na adoção de um rácio nos estudos de misturas de solo-borracha, procurando ensaiar diferentes percentagens e avaliar posteriormente qual o rácio ótimo da mistura.

Nesta dissertação espera-se que com o aumento da percentagem de borracha se assista a um aumento do coeficiente de amortecimento histerético, assim como uma redução do módulo de rigidez, tanto nas misturas de areia como nas misturas com argila.

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. MATERIAIS

3.1.1. AREIA DE COIMBRA

Um dos materiais estudados no âmbito desta dissertação denomina-se por areia de Coimbra (CS) e provém da Região de Coimbra, na margem do rio Mondego, como se pode observar na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Coimbra, Portugal (adaptado de GoogleMaps, 2016)

Sendo uma areia aluvionar, originada por deposição de sedimentos arrastados pelo rio, provou-se que tem elevado potencial à liquefação devido à granulometria uniforme, ao estado de compacidade solto e ao facto de se encontrar saturada. É constituída por partículas muito arredondadas, como se pode ver na Figura 3.2 (Soares, 2015; Teixeira, 2015).

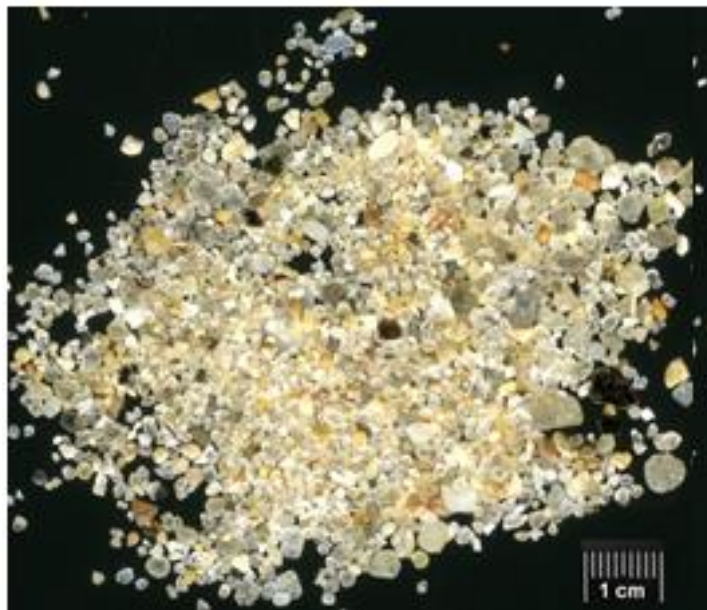


Figura 3.2 – Micrografia da areia de Coimbra (Castro, 2015)

Esta areia apresenta uma granulometria muito uniforme, entre 0,1 mm e 1 mm, encontrando-se dentro da gama de solos com potencial à liquefação. A Figura 3.3 demonstra a curva granulométrica da areia de Coimbra, assim como os intervalos limitadores sugeridos por Tsuchida (1970).

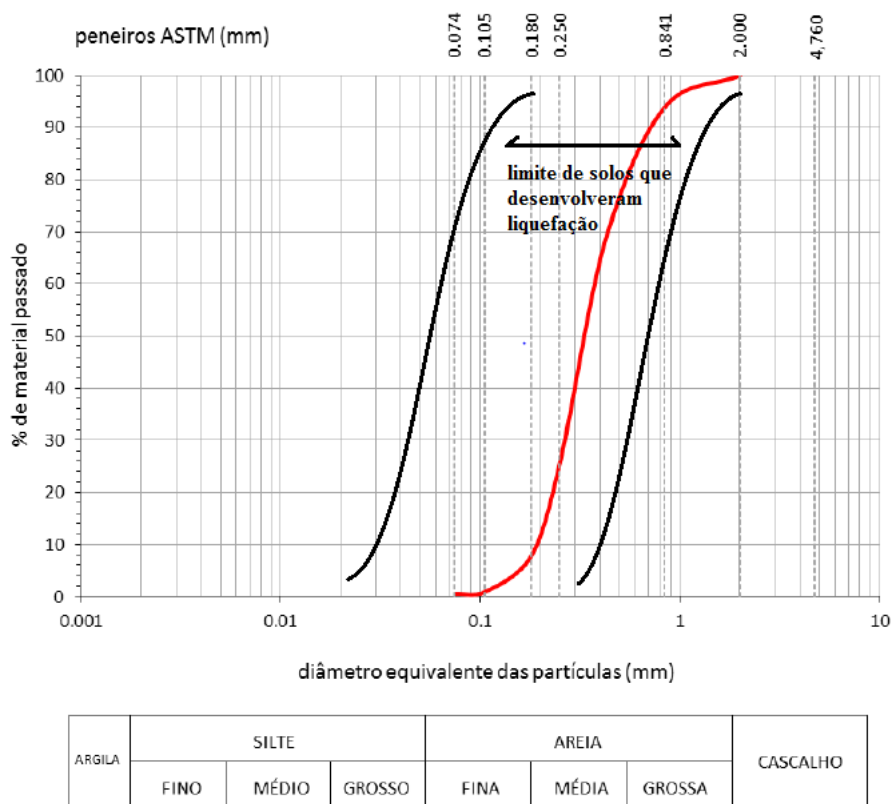


Figura 3.3 – Curva Granulométrica da areia de Coimbra, a vermelho, com os limites de solos que desenvolveram liquefação sugeridos por Tsuchida (1970), a preto (adaptado de Castro, 2015)

Relativamente aos parâmetros físicos deste material, estes encontram-se resumidos na Tabela 7, após estudos de diversos autores, na qual se pode concluir que a areia de Coimbra se trata de uma areia mal graduada, classificada por SP segundo a Classificação Unificada, com mais de 50% da fração grossa passada no peneiro n.º4, menos de 5% de finos e coeficiente de uniformidade (C_u) menor que 6.

Tabela 7 – Parâmetros físicos da areia de Coimbra

D_{10}	D_{30}	D_{50}	D_{60}	C_u	C_c	$e_{máx}$	$e_{mín}$	γ_s
0,25	0,32	0,35	0,4	1,6	1,03	0,81	0,48	26,03

onde, C_u é o coeficiente de uniformidade, C_c o coeficiente de curvatura, D_{10} , D_{30} , D_{50} e D_{60} o diâmetro efetivo em mm, dimensão correspondente a 10, 30, 50 e 60% de material passado numa curva granulométrica, respetivamente, $e_{máx}$ o índice de vazios máximo, $e_{mín}$ o índice de vazios mínimo e γ_s o peso volúmico do solo em kN/m^3 .

Relativamente ao ângulo de atrito crítico, ϕ'_{cr} , também designado por ângulo de atrito a volume constante, ϕ'_{cv} , Soares (2015) em ensaios triaxiais cíclicos na areia de Coimbra obteve um valor de $32,3^\circ$, para uma razão de tensões cíclicas de $M=1,3$. Já no trabalho de Abreu (2012), obteve-se um $M=1,29$ para ensaios triaxiais monotónicos na areia de Coimbra, correspondente a um $\phi'=32,06^\circ$ e no de Teixeira (2015), um $M=1,30$, correspondente a um $\phi'=30^\circ$, sendo este último trabalho realizado numa areia exatamente igual à usada no presente estudo, uma vez que se trata da mesma remessa.

3.1.2. ARGILA DA POLÓNIA

O segundo solo utilizado neste trabalho de investigação é uma argila proveniente da Polónia denominada Red Clay (RC) (Kijanka, 2016), que se apresenta na Figura 3.4. É uma argila Triássica que aflora em duas regiões da Polónia: na fronteira norte das montanhas Holy Cross e na área de Silesian-Cracow. A Figura 3.5 demonstra as localizações deste material.



Figura 3.4 – Argila da Polónia

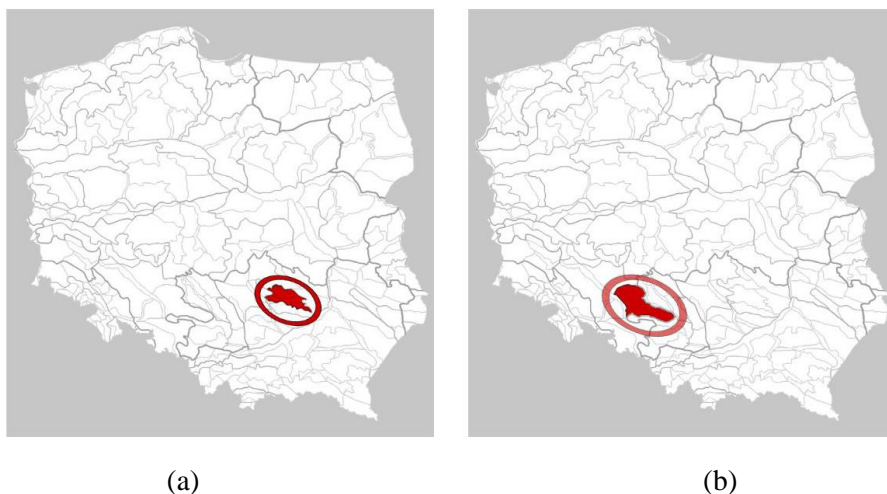


Figura 3.5 – Origem da argila da Polónia, “Red Clay”: (a) montanhas Holy Cross; (b) área de Silesian-Cracow (Kijanka, 2016)

A amostra de argila utilizada neste trabalho foi obtida na Região de Patoka, a norte da área de Silesian-Cracow como que se demonstra no mapa da Figura 3.6.

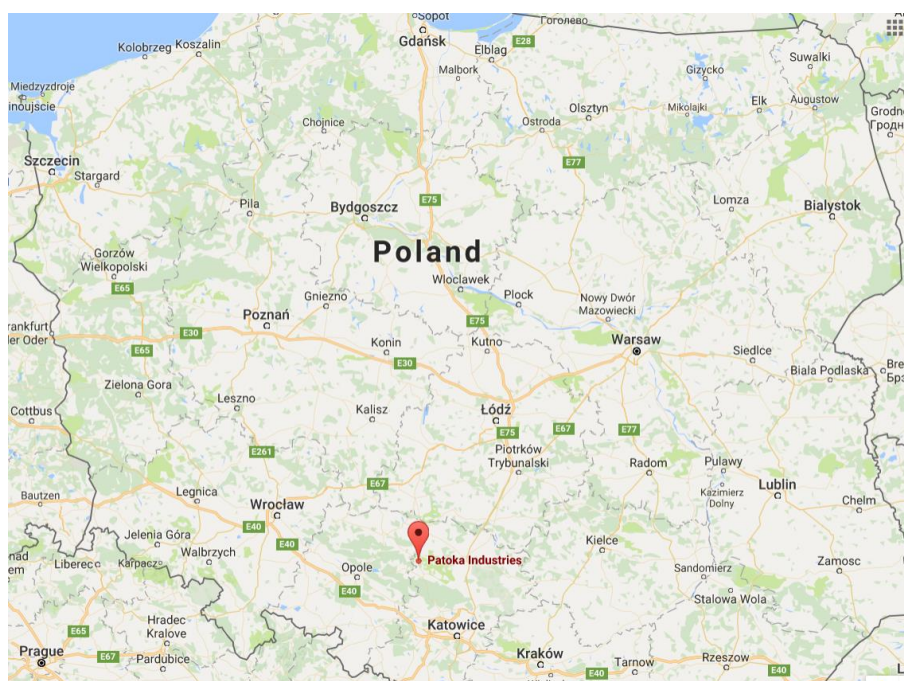


Figura 3.6 – Local de extração do material RC, região de Patoka (GoogleMaps, 2016)

Este material é composto por vários minerais, da qual se destaca a elevada quantidade de óxido de ferro. Na Tabela 8, resume-se a composição química da argila da Polónia.

Tabela 8 - Análise Química da argila da Polónia (Kijanka, 2016)

% em Massa	
SiO ₂	62,65
Al ₂ O ₃	12,60
CaO	0,01
MgO	0,91
Fe ₂ O ₃	10,90
MnO	0,07
TiO ₂	0,81
Na ₂ O	0,11
K ₂ O	2,05
“loss on ignition”	9,63

Quanto à sua granulometria, a curva representada na Figura 3.7 a partir do trabalho de Kijanka (2016), revela que o material é bem graduado e contém 47% de fração argilosa e partículas de diâmetro máximo de 1mm. Segundo a Classificação Unificada, trata-se de uma argila magra (CL) pois tem um índice de plasticidade, I_p , superior a 7 e um limite de liquidez, w_L , inferior a 50%. No próximo capítulo serão discutidas outras curvas realizadas segundo várias normas.

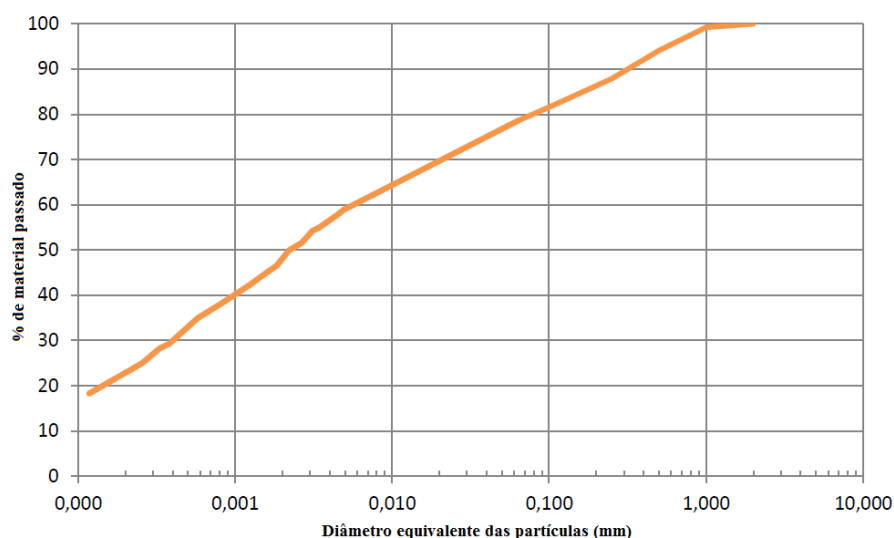


Figura 3.7 – Curva Granulométrica da argila da Polónia (adaptado de Kijanka, 2016)

Os restantes parâmetros físicos encontram-se resumidos na Tabela 9, da qual se pode concluir que a argila da Polónia é pouco ativa, $A_t < 0,75$, e que para o seu teor de água ótimo, w_o , é considerada uma argila rija quanto à sua consistência, I_c entre 0,75 e 1,00. Na Figura 3.8 observa-se o ensaio Proctor Normal a partir do qual se calcula w_o .

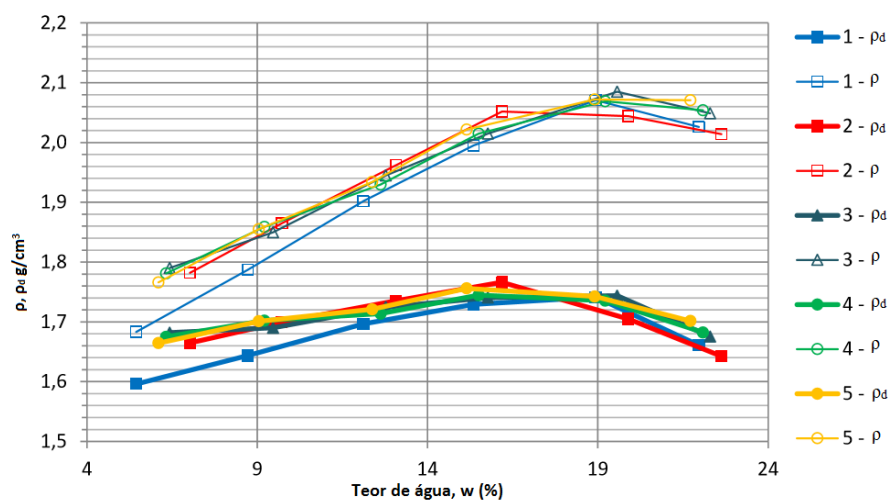


Figura 3.8 – Ensaio Proctor Normal na argila da Polónia (adaptado de Kowalska, 2015, citado por Kijanka, 2016)

Tabela 9 – Características da argila da Polónia

Autor	w _o	I _p	w _L	w _P	A _t	I _c	γ _s
Kijanka (2016)	18	26,6	42,1	15,5	0,57	0,90	27,17

3.1.3. BORRACHA

Quanto à borracha triturada, exposta na Figura 3.9, esta foi fornecida pela empresa Biosafe (www.biosafe.pt), localizada em Ovar, Portugal, que procede à trituração mecânica de pneus em fim de vida. As dimensões das partículas encontram-se no intervalo de 0,01 mm a 0,8 mm como se pode observar na curva granulométrica da Figura 3.10.



Figura 3.9 – Borracha triturada, de granulometria entre 0 e 0,8mm

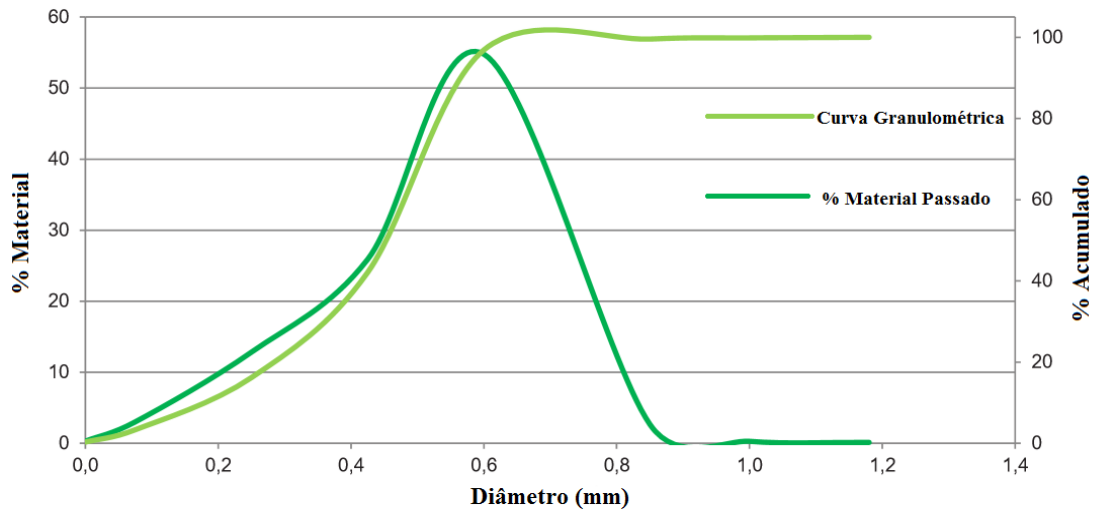


Figura 3.10 – Curva Granulométrica da Borracha (adaptado da Ficha Técnica Biosafe)

Segundo os dados da Tabela 10 fornecidos pela Biosafe, o granulado de borracha não tem resíduos de metais, têxteis ou outros inertes e apresenta um peso volúmico de partículas sólidas, γ_s , que se considerou igual a $10,8 \text{ kN/m}^3$, em concordância com o trabalho de Pistolas *et al.* (2015).

Tabela 10 – Parâmetros da Borracha triturada (adaptado da Ficha Técnica Biosafe)

Parâmetros	Resultados
Cor	Preta
Densidade (G_s)	$1,16 \pm 0,06$
Humidade (% peso)	$< 1,0$
Partículas metálicas (% peso)	$< 0,1$
Partículas têxteis (% peso)	$< 0,1$
Inertes (% peso)	$< 1,0$
Dimensões das partículas (mm)	$0,01 - 0,8$

3.1.4. MISTURAS

No âmbito desta dissertação misturou-se, com diferentes proporções, argila da Polónia ou areia de Coimbra com borracha triturada de forma a estudar o seu comportamento mecânico em condições estáticas ou cíclicas. No caso das misturas de areia com borracha, a curva granulométrica mantém-se no fuso de solos com potencial à liquefação, já que ambos os materiais e a mistura resultante têm aproximadamente a mesma granulometria, como se pode observar na Figura 3.11.

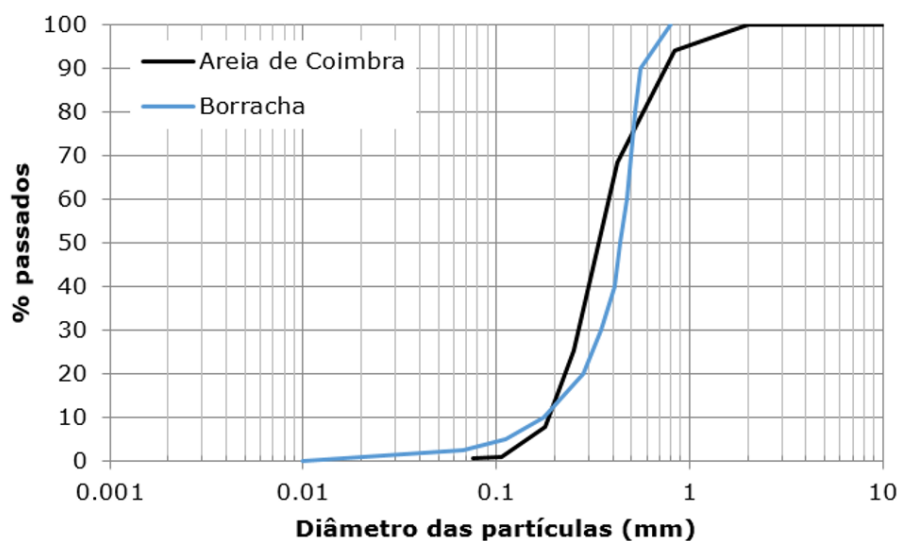


Figura 3.11 – Comparação da Curva Granulométrica da areia de Coimbra e da borracha triturada (Rios *et al.*, 2016)

O peso volúmico das partículas sólidas da mistura foi estimado com base na média ponderada dos pesos volúmcicos do solo e da borracha tendo em consideração o teor de borracha. As expressões (3.1) e (3.2), permitem estimar o peso volúmico e a densidade das partículas da mistura resultante. Já a Tabela 11, esquematiza as proporções dos materiais utilizados assim como alguns parâmetros físicos.

$$\gamma_{s_{mistura}} = \gamma_{s_{solo}} \cdot \%_{solo} + \gamma_{s_{borracha}} \cdot \%_{borracha} \quad (3.1)$$

$$G_{s_{mistura}} = \frac{\gamma_{s_{mistura}}}{9,81} \quad (3.2)$$

Tabela 11 – Misturas utilizadas e parâmetros físicos

Tipo de Mistura	γ_s	G_s	% Borracha no solo (em massa)	% Borracha na Mistura (em massa)	% Borracha na Mistura (em volume)
100% argila	27,17	2,77	0	0	0
100% areia	26,03	2,65	0	0	0
100% Borracha	10,8	1,1	100	100	100
90% areia + 10% Borracha	24,51	2,50	10	9,09	19,43
70% areia + 30% Borracha	21,46	2,19	30	23,08	41,98
50% areia + 50% Borracha	18,42	1,88	50	33,33	54,67
90% argila + 10% Borracha	25,53	2,60	10	9,09	20,11
50% argila + 50% Borracha	18,99	1,96	50	33,33	55,73

Ao longo do restante trabalho, optou-se por referir as misturas/ensaios segundo a sua percentagem de borracha no solo.

As seguintes figuras, representam micrografias das várias misturas de forma a se observar a interação entre as partículas dos vários materiais:



Figura 3.12 – Mistura de 90% areia de Coimbra e 10% borracha triturada



Figura 3.13 – Mistura de 70% areia de Coimbra e 30% borracha triturada

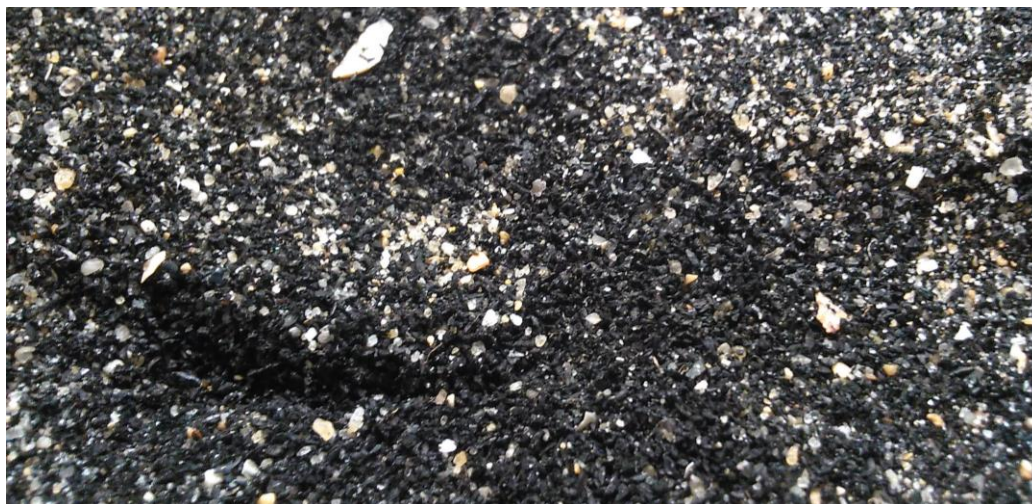


Figura 3.14 – Mistura de 50% areia de Coimbra e 50% borracha triturada



Figura 3.15 – Mistura de 90% argila da Polónia e 10% borracha triturada



Figura 3.16 – Mistura de 50% argila da Polónia e 50% borracha triturada

Facilmente se observa que para percentagens de adição de borracha na areia superiores a 10%, a mistura aparenta estar dominada por este material. No caso das misturas com argila as partículas de borracha encontram-se envolvidas pelo material mais fino, daí que não se denote a distinção de cores e partículas como no caso anterior. No entanto, após mistura com água e compactação a borracha torna-se bem visível, como se pode observar na Figura 3.17.



Figura 3.17 – Provetes moldados de argila da Polónia com adição de borracha (fotografia cedida por Kijanka, 2016)

3.2. PROCEDIMENTO LABORATORIAL

3.2.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

3.2.1.1. Granulómetro

O granulómetro da *Beckman Coulter* disponível no Laboratório de Química da FEUP permite uma análise granulométrica com recurso a lasers que determinam o diâmetro equivalente das partículas de suspensas numa solução de água ou álcool. Na Figura 3.18, apresenta-se uma fotografia do equipamento utilizado no âmbito desta dissertação para ensaiar a argila da Polónia sem adição de antifloculante.



Figura 3.18 – Granulômetro da *Beckman Coulter*, Laboratório e Química, FEUP

Para a realização do ensaio é necessária uma pequena quantidade de amostra de solo, dissolvida em água destilada, como se pode observar na Figura 3.19.

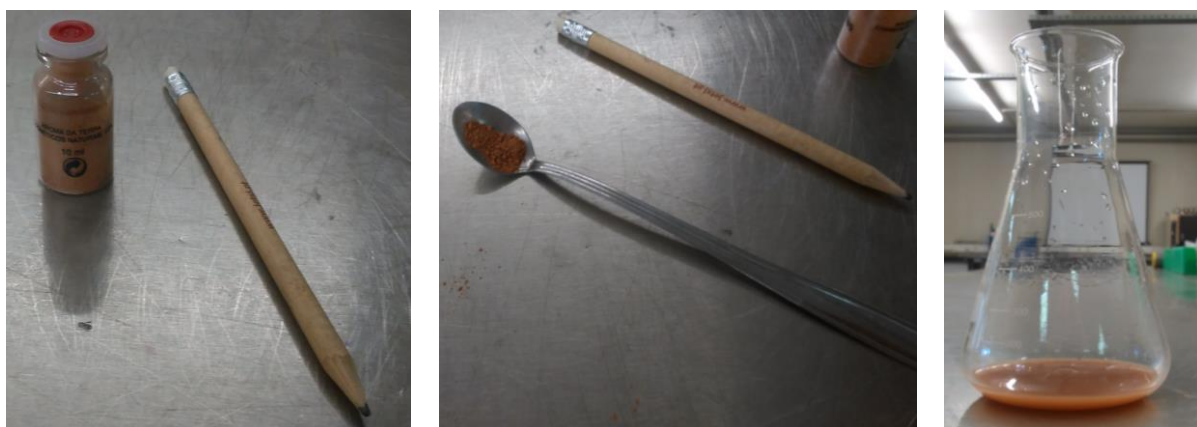


Figura 3.19 – Processo de preparação do solo para o ensaio no granulômetro

A solução é posteriormente recolhida com uma pipeta e introduzida no granulômetro que irá ler, através dos lasers, o diâmetro equivalente das partículas, em μm e a percentagem de volume respetiva. Na Figura 3.20, encontra-se representado o resultado dos quatro ensaios efetuados, assim como a média aritmética.

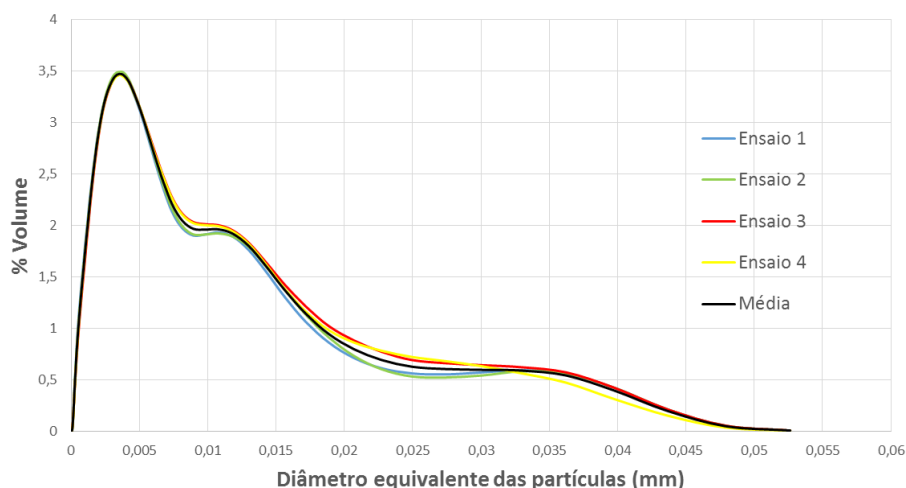


Figura 3.20 – Resultados do ensaio no granulómetro do Laboratório de Química, FEUP, da argila da Polónia

Rapidamente se observa que, aparentemente, não existe fração com diâmetro superior a 0,06 mm, o que demonstra que a pipeta não recolheu as partículas de maior dimensão. Como se pode observar na Figura 3.21 a fração mais grosseira, areia com diâmetro compreendido entre 0,06 mm e 1 mm, deposita no fundo do frasco com a solução dissolvida. Tal facto será considerado posteriormente, quando se traçar a curva granulométrica resultante deste ensaio no Capítulo 4.



Figura 3.21 – Fração arenosa depositada no fundo do frasco

3.2.1.2. Determinação da curva granulométrica pela Norma Portuguesa (LNEC E 196-1966)

Outro método realizado para se obter a curva granulométrica da argila da Polónia foi o ensaio contemplado na Norma Portuguesa (LNEC E 196-1966), com recurso a peneiração e sedimentação das partículas.

Procede-se à separação dos grãos de maiores dimensões obrigando o solo a passar por uma série de peneiros de malha quadrada, peneiração da fração grossa, constituída por areia e cascalho, e à sedimentação da fração fina, constituída por siltes e argila. Na Figura 3.22 demonstra-se o equipamento utilizado na realização deste ensaio.

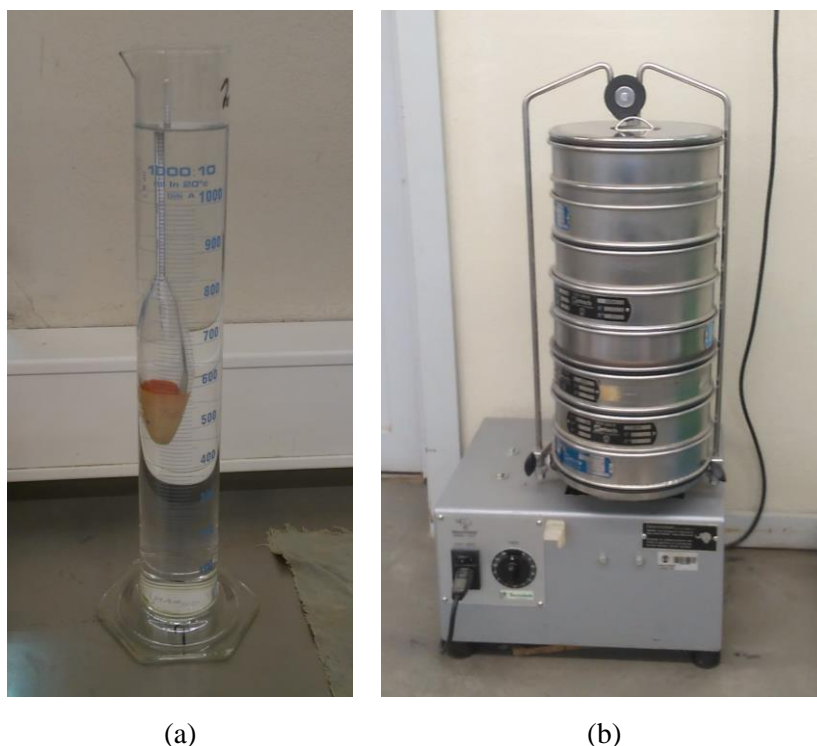


Figura 3.22 – Equipamento utilizado: (a) para efetuar a sedimentação; (b) para efetuar peneiração mecânica

A distinção das frações faz-se pelo peneiro nº 200 da série ASTM, com 0,075 mm de lado de malha, sendo que as partículas que passam neste peneiro são sujeitas a sedimentação e as retidas a peneiração.

No presente trabalho a peneiração da fração mais grosseira foi efetuada mecanicamente com a utilização dos peneiros representado na Tabela 12.

Tabela 12 – Abertura dos peneiros da série ASTM (Matos Fernandes, 2006)

Peneiros	3"	2"	1,5"	1"	3/4"	3/8"	n.º4	n.º10	n.º20	n.º40	n.º60	n.º80	n.º140	n.º200
Abertura (mm)	75,0	50,0	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2,00	0,850	0,425	0,250	0,180	0,106	0,075

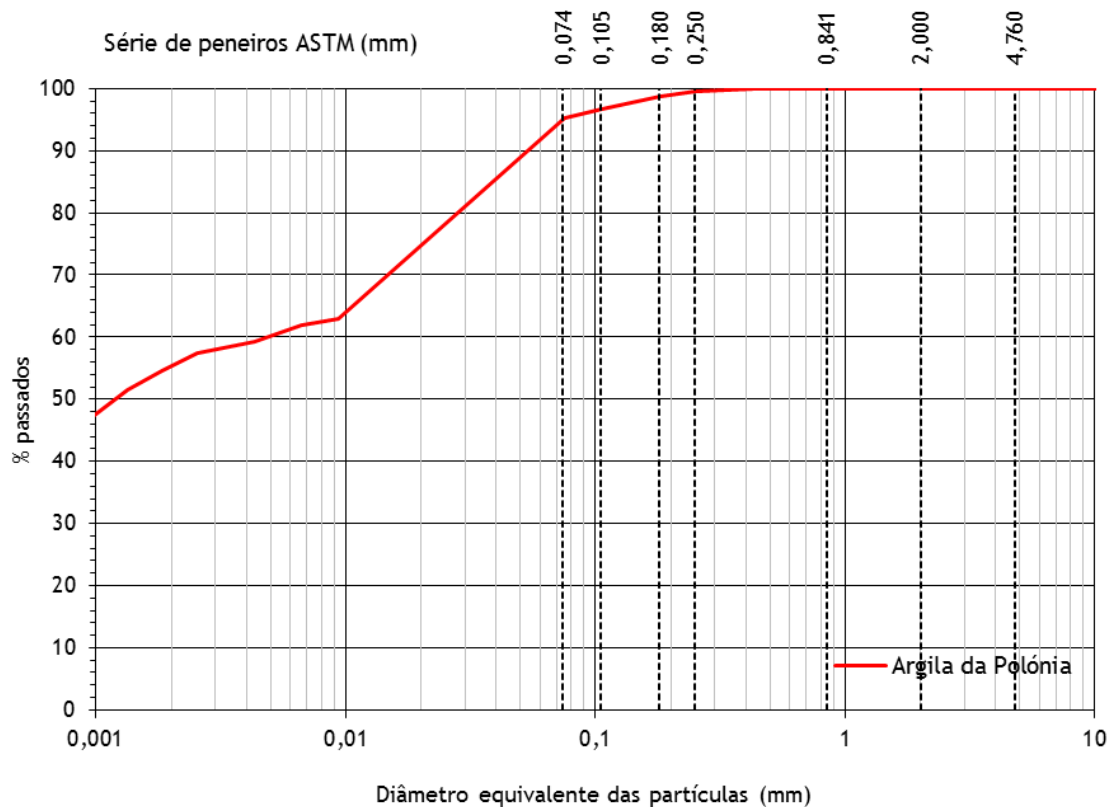
Já a sedimentação faz-se pela medição da densidade da solução em certos intervalos de tempo, após a adição de um antifloculante (hexametáfosfato de sódio) ao solo. A velocidade de sedimentação, v_s , é calculada pela Lei de Stokes (Matos Fernandes, 2006).

$$v_s = \frac{g}{18} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta} D^2 \quad (3.3)$$

onde, D é o diâmetro das partículas, g a aceleração da gravidade, γ_s o peso volúmico do solo, γ_w o peso volúmico da água e η a viscosidade do líquido.

É de salientar que a Lei de Stokes determina o diâmetro equivalente das partículas e não o verdadeiro diâmetro. Ou seja, assume-se que a argila da Polónia é constituída por partículas esféricas ao invés de partículas angulares.

Na Figura 3.23, apresenta-se a curva granulométrica da argila da Polónia, com utilização da norma LNEC E 196-1966. Em anexo pode-se consultar a ficha de ensaio da análise granulométrica.



ARGILA	SILTE			AREIA			CASCALHO
	FINO	MÉDIO	GROSSO	FINA	MÉDIA	GROSSA	

Figura 3.23 – Curva granulométrica da argila da Polónia segundo a Norma Portuguesa (LNEC E 196-1966), obtida no Laboratório de Geotecnia da FEUP

Existem claras distinções entre esta curva e a obtida segundo a Norma Polaca, apresentada anteriormente na Figura 3.7, pelo que se irá proceder a uma análise mais detalhada no capítulo 4.

3.2.1.3. Peso Volúmico das Partículas Sólidas

De forma a aplicar a Lei de Stokes, é necessário conhecer o valor do peso volúmico das partículas de argila, γ_s , ou a densidade das partículas sólidas, G_s , que poderão ser calculadas com a aplicação da norma CEN ISO/TS 17892-3 pelas equações (3.4) e (3.5).

$$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} 9,81 \quad (3.4)$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{9,81} \quad (3.5)$$

onde, k é uma razão entre a densidade da água à temperatura do ensaio e a 20°, m_3 o peso do picnómetro com água destilada, m_4 o peso da amostra seca após secagem em estufa e m_5 o peso do picnómetro com água destilada e amostra de solo.

Em anexo é possível consultar a ficha do ensaio com o resultado de $\gamma_s=27,23363 \text{ kN/m}^3$, igual ao valor considerado de $27,2 \text{ kN/m}^3$ para o cálculo da moldagem das amostras. Confirma-se assim a uniformidade deste parâmetro físico com trabalhos de investigação anteriores de Kijanka (2016) e Rios *et al.* (2016).

3.2.2. MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE ONDAS SÍSMICAS

3.2.2.1. Equipamento

De forma a se proceder à medição da velocidade de ondas sísmicas para cálculo do módulo de distorção inicial, G_0 , foi necessário recorrer a determinado equipamento. O principal elemento foi os já apresentados *bender elements*, que introduzem uma deformação na amostra do solo na ordem de 10^{-5} . Este equipamento, fabricado no LabGeo da FEUP, está instalado em formato T e possui as dimensões aproximadas de 6,5 mm de largura, 1 mm de espessura e 4 mm de altura. Tendo sido utilizados com sucesso por Ferreira (2009), Abreu (2012), Castro (2015), Teixeira (2015) e Kijanka (2016), foram usados no topo e base dos provetes durante os ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos na câmara *Stress-Path*. Na Figura 3.24 apresenta-se uma fotografia do *bender element* de base da câmara *Stress-Path*.



Figura 3.24 – *Bender element* da placa de base da câmara triaxial *Stress-Path*

Outro equipamento utilizado foi o gerador de funções Thurlby Thandar Instruments, TTI TG 1010®, capaz de gerar, num intervalo entre 0,1 mHz e 10 MHz de frequência, diferentes sinais do tipo como sinusoidal ou em degrau e varrimento de frequências de forma contínua ou por impulso. Na Figura 3.25 demonstra-se o equipamento utilizado.

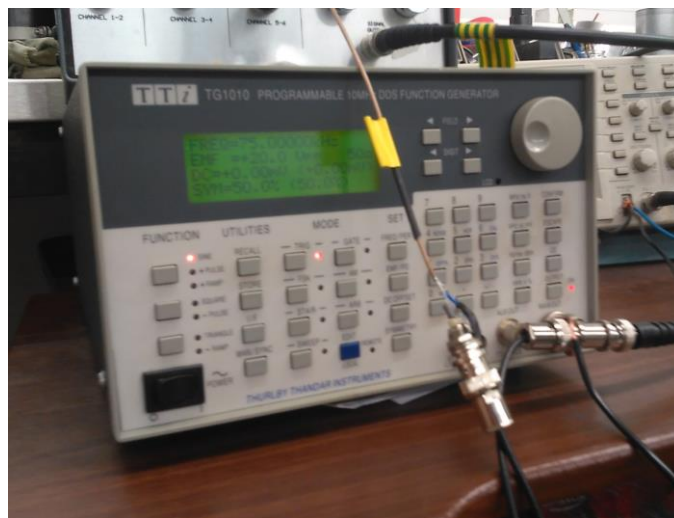


Figura 3.25 – Gerador de funções TTI TG 1010®

Já o amplificador de sinal funciona em duas partes, um recetor, para o sinal recebido e um transmissor, para o sinal gerado. A função deste equipamento, esquematizado na Figura 3.26, é amplificar os sinais até 10 vezes, de forma a serem melhor lidos e registados pelo osciloscópio.



Figura 3.26 – Amplificador transmissor e amplificador recetor de sinais

Quanto ao osciloscópio Tektronix TDS200® utilizado, este permite registar e visualizar o sinal emitido e recebido dos *bender elements*. Este equipamento possibilita a aquisição de cerca de 2500 pontos por canal, com escala horizontal e vertical ajustável pelo utilizador. Na Figura 3.27 pode-se observar o equipamento em funcionamento.

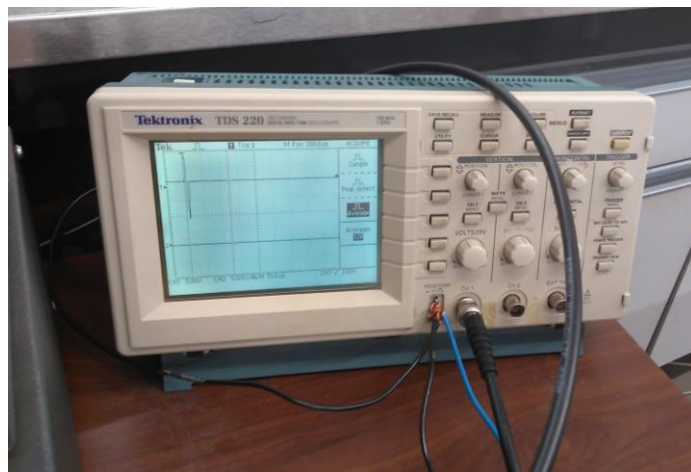


Figura 3.27 – Osciloscópio Tektronix TDS200® em funcionamento

Os resultados disponíveis no ecrã do osciloscópio podem ser armazenados num computador para futuro tratamento com o *software* WaveStar®, que permite avaliar o tempo de chegada dos sinais no domínio do tempo. A Figura 3.28 demonstra o computador do LabGeo da FEUP com o *software*.

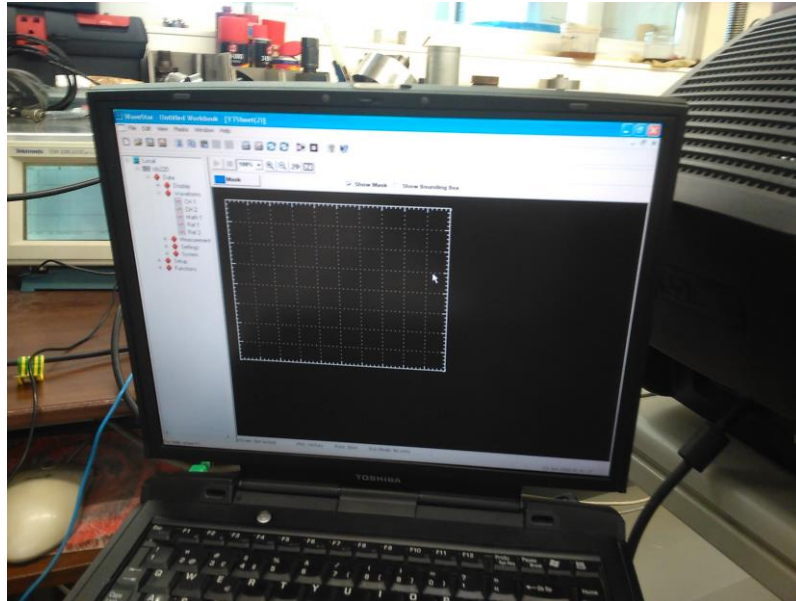


Figura 3.28 – Computador do LabGeo da FEUP instalado com o software WaveStar®

Todos os equipamentos apresentados encontram-se ligados como se demonstra no esquema da Figura 3.29. O gerador de funções emite informação do sinal a enviar que viaja para o amplificador de sinal emitido. Em seguida o sinal ampliado é enviado para o *bender element* transmissor e simultaneamente é lido pelo osciloscópio. Quando este sinal, enviado pelo *bender element* transmissor, se propaga pela amostra e é recebido pelo *bender element* recetor, a informação passa pelo amplificador de sinal recebido antes de ser lida pelo osciloscópio. Finalmente, os resultados podem ser descarregados e gravados num computador.

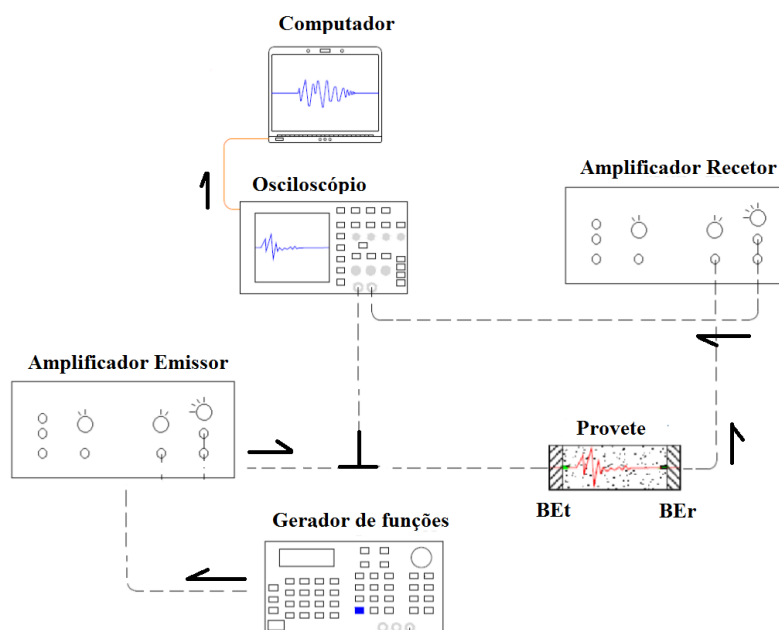


Figura 3.29 – Esquema de funcionamento do equipamento de medição de velocidade de ondas sísmicas

3.2.2.2. Procedimentos de ensaio

No presente trabalho, a medição da velocidade das ondas sísmicas fez-se no domínio do tempo, com a aplicação do método do primeiro instante de chegada da onda recebida. Optou-se por fazer a emissão de um sinal sinusoidal, visto que a sua resposta é menos complexa, e com várias frequências para se obter um espectro de resposta alargado. Procedeu-se à medição direta do intervalo de tempo entre a onda emitida e a onda recebida, procurando o intervalo médio de todas as frequências. Usaram-se as frequências 0,5 kHz, 1 kHz e 2 kHz para a determinação da velocidade da onda S e as frequências 25 kHz e 50 kHz para a determinação da velocidade da onda P.

Na Figura 3.30 e na Figura 3.31 esquematiza-se a determinação do tempo de propagação da onda P, t_p , e da onda S, t_s , respetivamente.

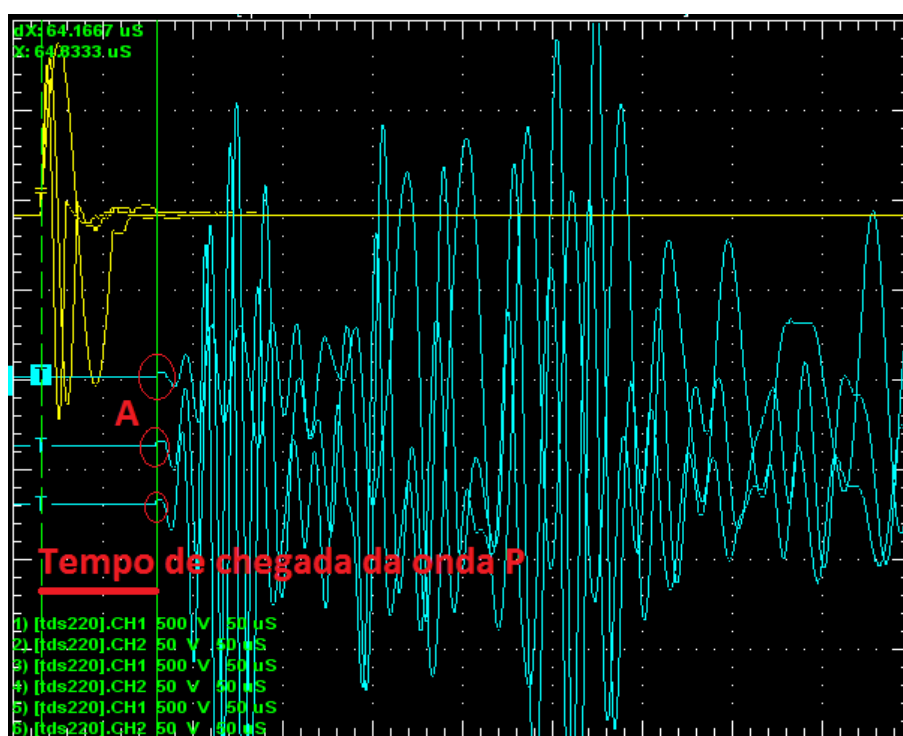


Figura 3.30 – Determinação do tempo de propagação de uma onda P, t_p

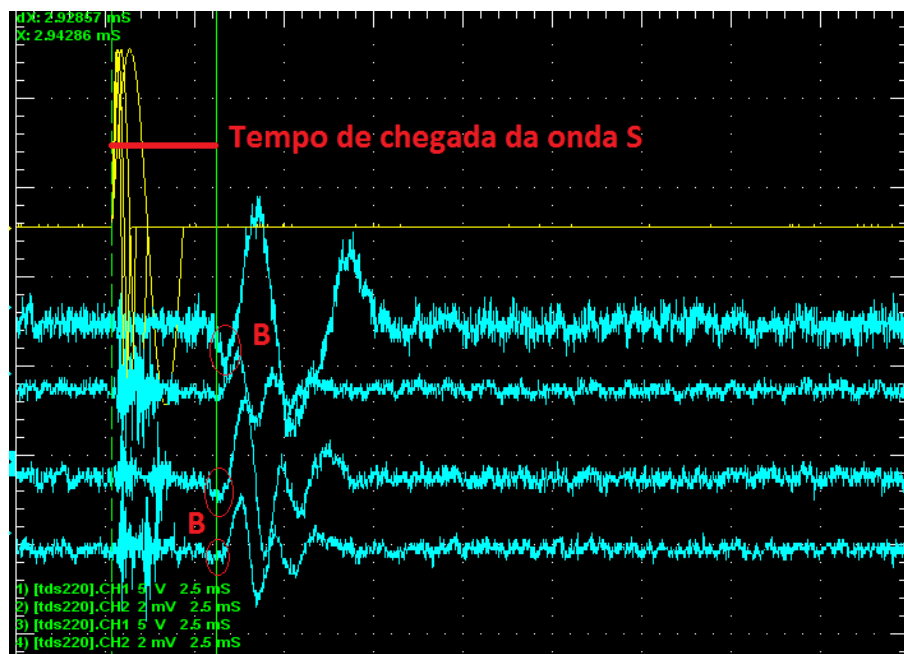


Figura 3.31 – Determinação do tempo de propagação de uma onda S, t_s

Como se pode observar, este método envolve alguma subjetividade por parte do utilizador, pelo que a utilização de várias frequências de emissão ajuda a obter mais informação e a mitigar o erro associado. Para a onda P, o tempo de chegada é definido pelo ponto A da Figura 3.30, enquanto para a onda S, o tempo de chegada é definido pelo ponto B da Figura 3.31.

Em seguida, recorre-se às expressões (3.6) e (3.7) para calcular a velocidade da onda S, V_s , e a velocidade da onda P, V_p . É de salientar que L é a distância de ponta a ponta dos *bender elements*, ou seja, corresponde à altura do provete deduzida das alturas dos *benders* transmissor e recetor.

$$V_s = \frac{L}{t_s} \quad (3.6)$$

$$V_p = \frac{L}{t_p} \quad (3.7)$$

Outro facto importante a ter em atenção é o erro de atraso na resposta do sistema que é calculado encostando os dois *bender elements* um ao outro. Logicamente, sendo a distância L nula, seria de esperar que a chegada da onda recebida se desse no mesmo instante em que esta é emitida. No entanto, como se pode observar na Figura 3.32, existe um atraso que foi calculado em 10 μ s e considerado nos cálculos da velocidade das ondas sísmicas.

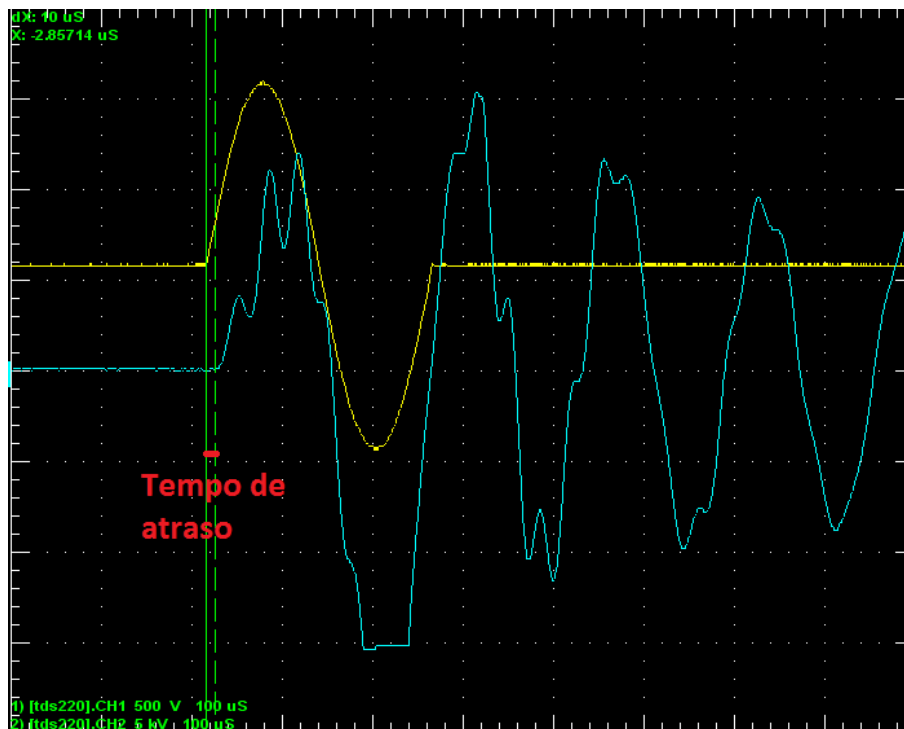


Figura 3.32 – Determinação do atraso na resposta do sistema

3.2.3. ENSAIO EDMÉTRICO

3.2.3.1. Equipamento

O ensaio edométrico foi concebido de forma a simular as condições de carregamento, deformação e drenagem existentes em campo, de estratos argilosos (Matos Fernandes, 2006). Na Figura 3.33, encontra-se representado um esquema do equipamento utilizado na qual se pode observar que as deformações laterais estão impedidas, pelo anel rígido, de forma a estudar apenas o assentamento vertical da amostra.

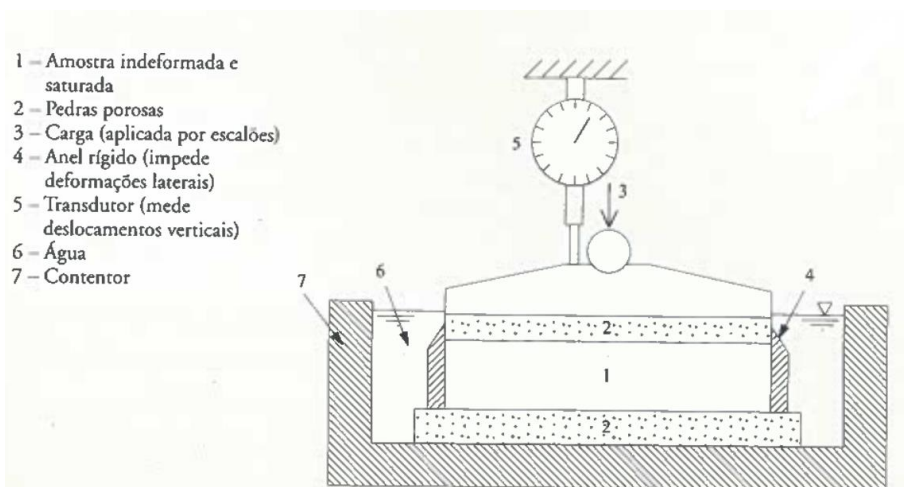


Figura 3.33 – Esquema simplificado do ensaio edométrico (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Este ensaio permite determinar os parâmetros de compressibilidade e expansibilidade do solo, como o índice de compressibilidade do solo, C_c , o índice de recompressibilidade, C_r , o índice de expansibilidade, C_s e o coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v .

O aparelho é constituído por um anel rígido, na qual a amostra de argila com 50 mm de diâmetro é inserida, entre duas pedras porosas que permitem uma drenagem e consolidação mais rápida. A amostra encontra-se sempre saturada e imersa em água destilada, durante todo o processo de carregamento. Para a aplicação das cargas, até um máximo de 6400 kPa, uma alavanca amplifica as cargas por 10, enquanto um transdutor LVDT (Linear Variable Differential Transformer) mede o assentamento vertical, até um limite de 25 mm. O edómetro de Wykeham Farrance ® do LabGeo, encontra-se representado na Figura 3.34, assim como o computador com o *software* ADU ®, que armazena os dados obtidos do ensaio.



(a)



(b)

Figura 3.34 – (a) Equipamento edométrico Wykeham Farrance ®; (b) *software* ADU ® (LabGeo)

O incremento de carga é realizado manualmente com pesos de diferentes dimensões, desde alguns gramas até cerca de 8 kg, como se apresenta na Figura 3.35:



Figura 3.35 – Diferentes pesos disponíveis para a realização do ensaio edométrico

Cada escalão de carga aplicado provocará um processo de consolidação e assentamento vertical da amostra. No instante inicial, $t = 0$, a primeira carga é aplicada, e o incremento de tensão será equilibrado pela fase líquida da amostra, ou seja, através de um excesso de pressão neutra. Com o tempo, ocorrerá a drenagem de água, que será mais rápida quanto maior a permeabilidade da amostra, e a dissipação do excesso de pressão neutra de forma que a tensão será equilibrada pelo esqueleto sólido, transformando-se em tensão efetiva. Normalmente, devido às reduzidas dimensões da amostra de argila, o processo de consolidação demora um mínimo de 24 horas, passado o qual se poderá implementar um novo escalão de carga (Matos Fernandes, 2006).

3.2.3.2. Procedimentos de ensaio

O procedimento laboratorial deste ensaio começa com a definição das cargas a aplicar, em quilogramas, para os diferentes incrementos de tensão. Visto que a alavanca possui uma desmultiplicação no fator de 10, a expressão (3.8), permite calcular a massa a introduzir, em quilogramas, para determinada tensão, em kPa:

$$\sigma'_v = \frac{F}{A} \times 10 \Leftrightarrow m = \frac{\sigma'_v \times A}{98,1} \quad (3.8)$$

onde, A é a secção carregada da amostra, σ'_v , a tensão a aplicar e m a massa necessária.

Visto que a área se mantém constante ao longo do ensaio, devido ao anel rígido, é possível concluir que a extensão axial é igual à extensão volumétrica segundo a expressão (3.9), onde h_0 é a altura inicial da amostra e Δh o assentamento ao fim de cada escalão de carga (Soares, 2015).

$$\varepsilon_a = \varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3.9)$$

Já o índice de vazios, que reduz com a consolidação e incremento de carga devido ao rearranjo estrutural no esqueleto sólido, pode ser obtido pela expressão (3.10) (Matos Fernandes, 2006).

$$e_0 - e = \Delta e = \frac{1 + e_0}{h_0} \Delta h \quad (3.10)$$

Os diagramas obtidos em função dos parâmetros atrás calculados apresentam-se na Figura 3.36 e expressam a compressibilidade do solo, relacionando o índice de vazios com a tensão efetiva vertical.

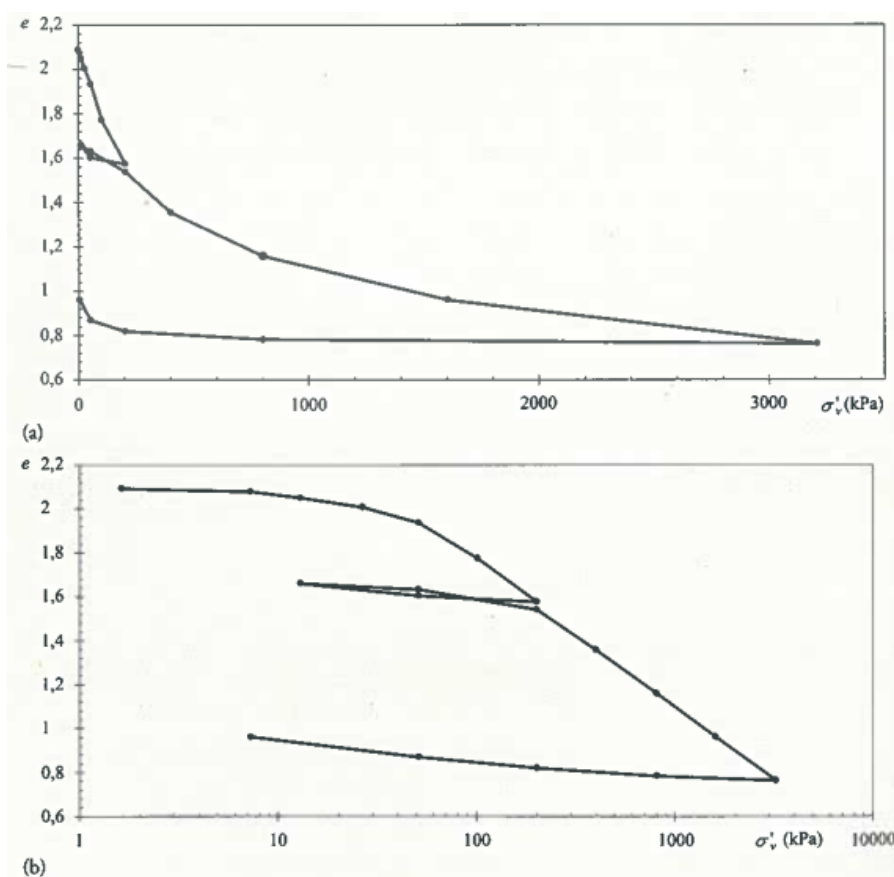


Figura 3.36 – Diagramas tensão efetiva vertical versus índice de vazios de uma amostra de argila, submetida a um ensaio edométrico com a tensão efetiva em escala aritmética, a) e com a tensão efetiva em escala logarítmica, b) (Matos Fernandes, 2006)

Com recurso ao diagrama traçado sob uma escala logarítmica, os parâmetros de compressibilidade e expansibilidade do solo equivalem ao declive dos diferentes ramos da curva edométrica, como se expõe na Figura 3.37.

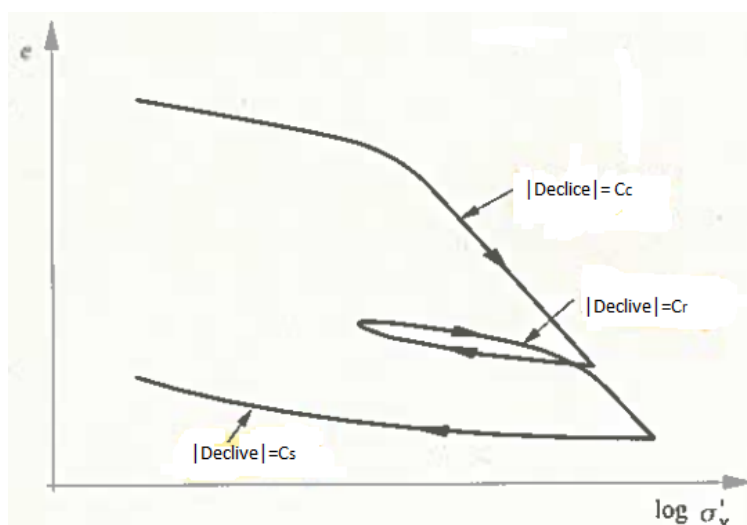


Figura 3.37 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo (Matos Fernandes, 2006)

Na Tabela 13 demonstra-se os incrementos de tensão utilizados nos ensaios edométricos que foram realizados no âmbito desta dissertação.

Tabela 13 – Esquema de carregamento do ensaio Edométrico

Ensaio Edométrico			
Amostra	Argila (presente trabalho)	Argila + 10% Borracha (Kijanka, 2016)	Argila + 50% Borracha (Kijanka, 2016)
	12	12	25
	25	25	50
	50	50	100
	100	100	200
	200	200	400
	400	400	500
	800	500	300
Tensão a aplicar (kPa)	1600	300	500
	3200	1000	1000
	6400	500	3000
	3200	1000	6400
	25	3000	3000
		6400	0
		3000	
		0	

Os parâmetros C_c , C_r e C_s que se procura determinar foram calculados usando a construção empírica de Schmertmann, Método de Taylor e Método de Casagrande sob o qual o leitor mais interessado poderá recorrer ao livro de Matos Fernandes (2006).

3.2.4. ENSAIOS TRIAXIAIS

Visto que o ensaio mais frequentemente realizado no âmbito desta dissertação foi o ensaio triaxial, procede-se a uma explicação detalhada dos equipamentos utilizados e os procedimentos laboratoriais que o constituem.

Foram utilizadas três câmaras triaxiais com características diferentes: triaxial convencional, *Stress-Path*, Triaxial Cíclico; e diversa instrumentação de medição e controlo: *Linear Variable Differential Transformers* (LVDT), controlador automático de pressão e volume, Medidor de volume, reguladores de pressão e *Hall-Effect's*.

3.2.4.1. Descrição geral

Uma amostra cilíndrica, com diâmetro entre 38 mm e 100 mm, protegida por uma membrana impermeável em latex com 0,33 mm de espessura aproximada, é colocada no pedestal, dentro da câmara triaxial, como se esquematiza na Figura 3.38. Duas pedras porosas são colocadas na base e no topo do provete, assim como papel de filtro, que impede a saída de finos aquando da expulsão de água da amostra. Coloca-se a placa de topo e dois *o-rings* na base e no topo para garantir a estanquidade do provete.

Posteriormente, a câmara é enchida com água, através da qual se irá exercer uma pressão controlada pelo compressor de ar representado pela ligação *c* da Figura 3.38. A amostra é carregada verticalmente pelo êmbolo cuja reação é garantida pela estrutura de reação. A força instalada e a deformação do solo são medidas com recurso a um transdutor de força e um transdutor de deslocamento axial externo (LVDT).

A pressão de confinamento efetivo da amostra é garantida pelo diferencial entre a pressão de água, CP, e a contrapressão no interior do provete, BP. Estas pressões são medidas por transdutores de pressão instalados na ligação *c* e *b*, respetivamente.

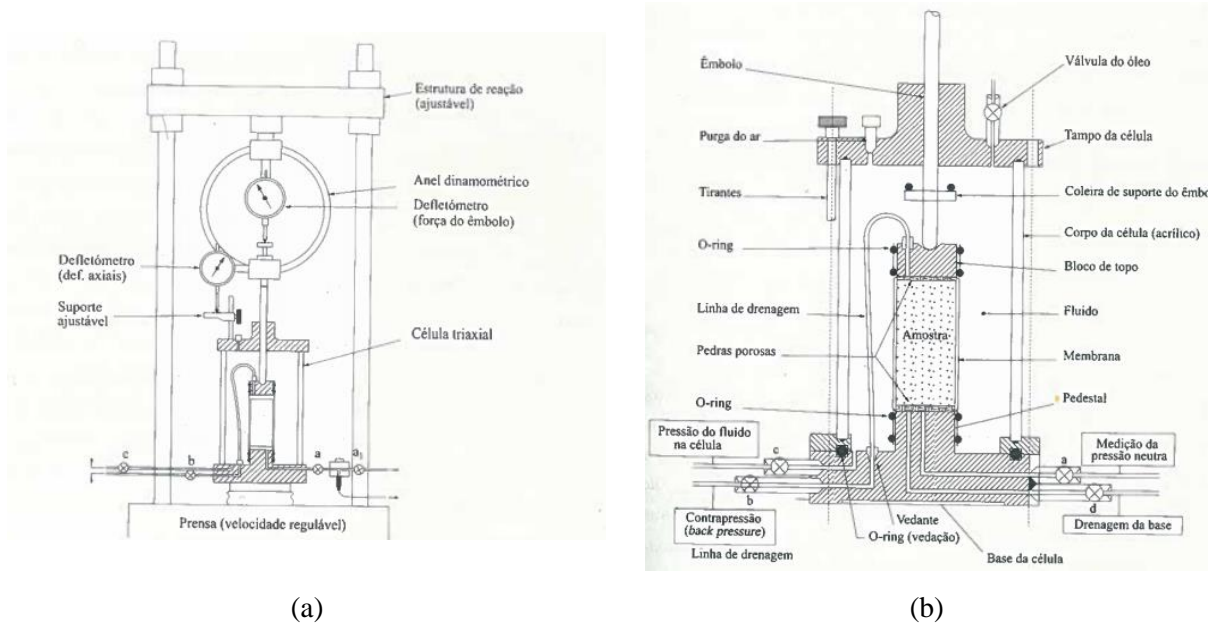


Figura 3.38 – (a) Esquema geral da prensa com célula triaxial; (b) pormenor da célula triaxial (Matos Fernandes, 2006)

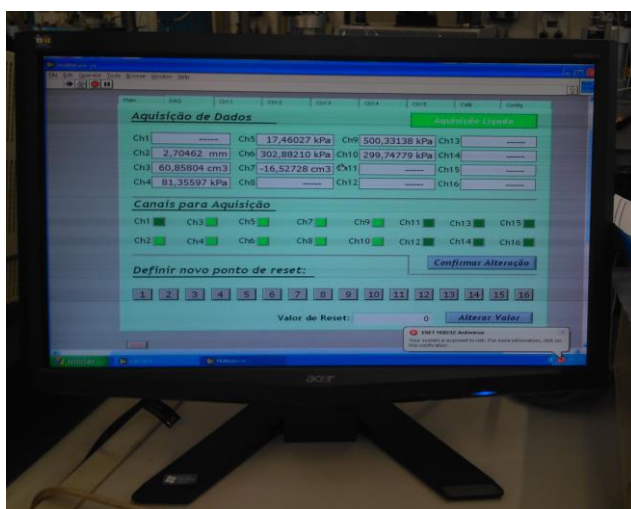
3.2.4.2. Equipamento da câmara triaxial convencional *Bishop-Henkel*

Na Figura 3.39, representa-se uma câmara triaxial convencional *Bishop-Henkel*, disponível no LabGeo da FEUP, que funciona de forma semelhante ao exposto anteriormente.

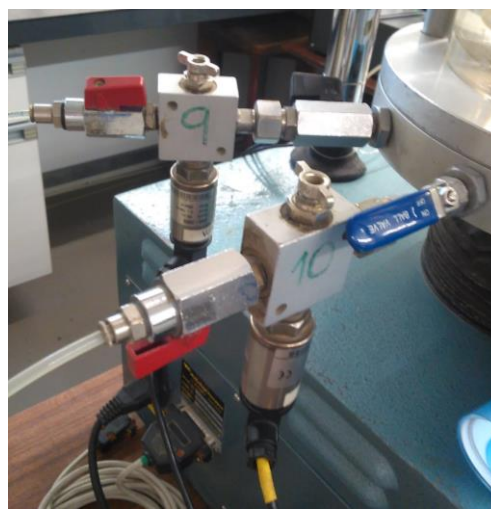


Figura 3.39 – Câmara triaxial convencional Bishop-Henkel do LabGeo, na FEUP

Esta câmara é utilizada para efetuar cortes estáticos, ou seja, monotónicos, de amostras com 50 mm ou 70 mm de diâmetro, até pressões de confinamento de 1700 kPa e carregamento de 5000 N. Permite a utilização de instrumentação interna (*Hall-Effect*) para melhor precisão na medição da deformação axial. No trabalho de Kijanka (2016), provou-se que o LVDT externo, com gama de 50 mm, é fiável o suficiente para inviabilizar o uso mais complexo da instrumentação interna. No presente trabalho utilizou-se este equipamento para ensaiar misturas de solo com borracha, em condições não drenadas. O registo dos dados é efetuado pelo *software* MultiGeo®, instalado num computador e a medição das pressões pelos transdutores de pressão representados na Figura 3.40.



(a)



(b)

Figura 3.40 – (a) Computador com o *software* MultiGeo®; (b) transdutores de pressão

É de salientar que esta câmara triaxial tem os inconvenientes de não permitir a realização de ensaios de extensão axial, de exigir uma prensa hidráulica para a execução do corte e de impossibilitar a alteração da direção da tensão principal (Soares, 2015).

As pressões CP e BP durante o ensaio podem ser controladas com recurso aos compressores de ar da Figura 3.41, com capacidade até cerca de 700 kPa, ou então, com recurso a um GDS, até 1400 kPa de pressão.



(a)



(b)

Figura 3.41 – (a) Sistema com reguladores de pressão de ar; (b) controlador automático de pressão e volume da marca GDS®

O controlador automático da GDS® controla a pressão com base no volume de fluido no seu interior, tendo um funcionamento semelhante ao de uma seringa: o pistão exerce uma força, expulsando a água no interior do equipamento, criando uma pressão na câmara. O seu ecrã permite a visualização da variação da pressão em tempo real e permite introduzir o valor a atingir. A vantagem deste equipamento face aos reguladores de pressão de ar, além de permitir pressões mais elevadas, é a sua maior precisão no tempo em manter fixa determinada pressão.

Na Figura 3.42 representa-se uma pressão CP, mantida nos 600 kPa ao longo de uma fase de corte estático em dois ensaios diferentes: um regulado pelo compressor de ar e outro mantido pelo controlador automático GDS. Como se pode observar o ensaio equipado com o compressor de ar tem declives de pressão mais pronunciados que o ensaio com o controlador automático. Concluiu-se que esta variação se deve ao próprio compressor, que perde alguma pressão quando desativa, e recupera quando ativa.

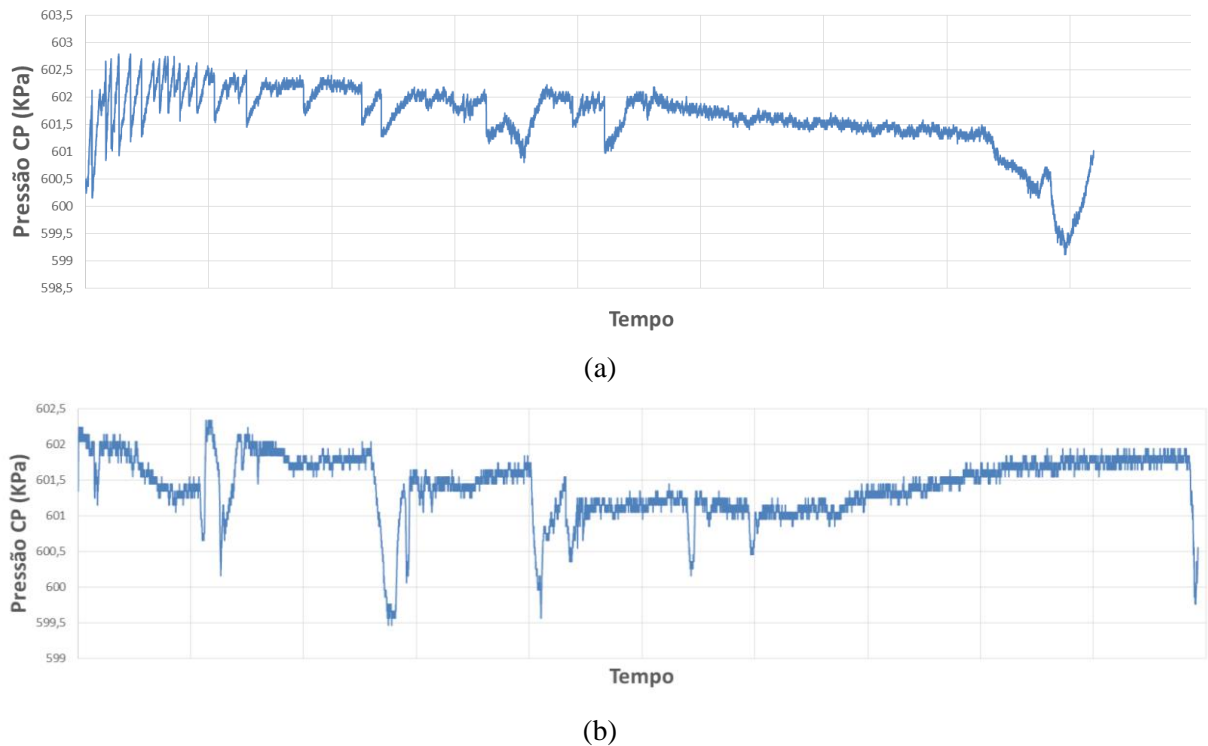


Figura 3.42 – Pressão CP regulada pelo: (a) controlador automático; (b) compressor de ar

Outro dispositivo utilizado em alguns ensaios triaxiais foi o medidor de volume, representado na Figura 3.43, que permite medir a variação volumétrica da amostra pela entrada e saída de água do interior do provete. Este equipamento é essencial durante os ensaios triaxiais drenados para se calcular a deformação da amostra ensaiada. No presente trabalho só foi utilizado durante a fase de consolidação de algumas das amostras, uma vez que os ensaios foram todos com corte não drenado.



Figura 3.43 – Medidor de volume

3.2.4.3. Equipamento da câmara triaxial *Stress-Path* Bishop-Wesley

Outra das câmaras triaxiais utilizadas foi a designada por câmara triaxial *Stress-Path* Bishop-Wesley, cujo esquema se representa na Figura 3.44.

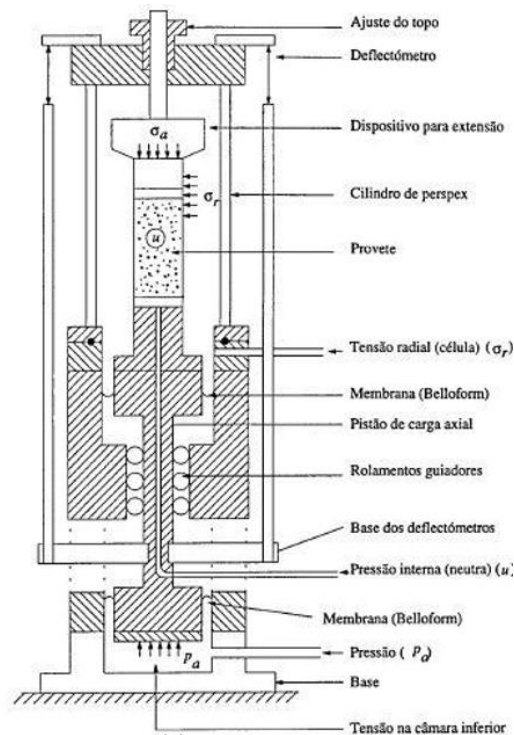


Figura 3.44 – Esquema de uma câmara triaxial *Stress-Path* (Viana da Fonseca, 1996)

Em relação à câmara triaxial convencional, esta permite corte monotónico ou cíclico sobre qualquer trajetória de tensões, executados a baixa frequência e de forma automática. É possível ensaiar amostras com 50 mm e 70 mm de diâmetro e efetuar a medição de ondas sísmicas com os *bender elements* que se encontram embutidos na placa de base e topo, como se pode observar na Figura 3.45. A célula de carga tem um limite de aplicação de carga de 3000 N e a pressão de confinamento máxima da câmara é de 1700 kPa. O LVDT externo tem uma gama de 50 mm.



(a)



(b)

Figura 3.45 – (a) Câmara triaxial *Stress-Path*; (b) *bender elements* embutidos nas placas de base e topo

A câmara contém reguladores das pressões BP e CP, controlados pelos compressores esquematizados na Figura 3.46, assim como um dispositivo RAM, que aplica uma pressão na câmara inferior. Esta pressão na câmara inferior provoca a deformação axial do provete através de um mecanismo hidráulico que faz subir a placa de base.



Figura 3.46 – Equipamento regulador das pressões BP e CP da câmara triaxial *Stress-Path*

A leitura e armazenamento de dados é efetuado pelo *software* TRIAX®, instalado num computador como se representa na Figura 3.47. Este programa permite que se introduza o valor de tensão desejado assim como critérios de paragem para o corte.

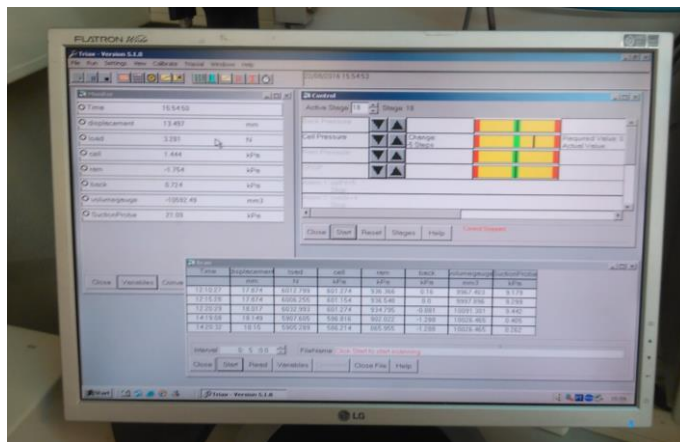


Figura 3.47 – Computador com o *software* TRIAX®

A sua desvantagem é a incapacidade de produzir ciclos de carregamento com uma frequência ajustável pelo utilizador pois o corte é controlado pela pressão RAM e por motores passo-a-passo.

3.2.4.4. Equipamento da câmara triaxial cíclica

A última câmara triaxial utilizada neste trabalho denomina-se por câmara triaxial cíclica, que permite efetuar corte monotónico e cíclico, em compressão e extensão. Na Figura 3.48 apresenta-se o equipamento de reação utilizado, assim como o elemento de borracha que permite a extensão do provete. Esta borracha é introduzida entre a placa de topo e a célula de carga e o espaço interior sobre vácuo após a aplicação de sucção. Este equipamento tem capacidade para tensões de confinamento até 1700 kPa e o atuador até uma força de 5000 N.



(a)



(b)

Figura 3.48 – (a) Equipamento de reação da câmara triaxial cíclica; (b) borracha para efetuar extensão axial

Neste caso, a leitura e armazenamento de dados é efetuado pelo *software* DynaTester V3, representado na Figura 3.49. Este programa também é responsável pelo controlo do atuador durante o corte, permitindo ao utilizador o ajuste da força e da frequência de aplicação de cada ciclo.

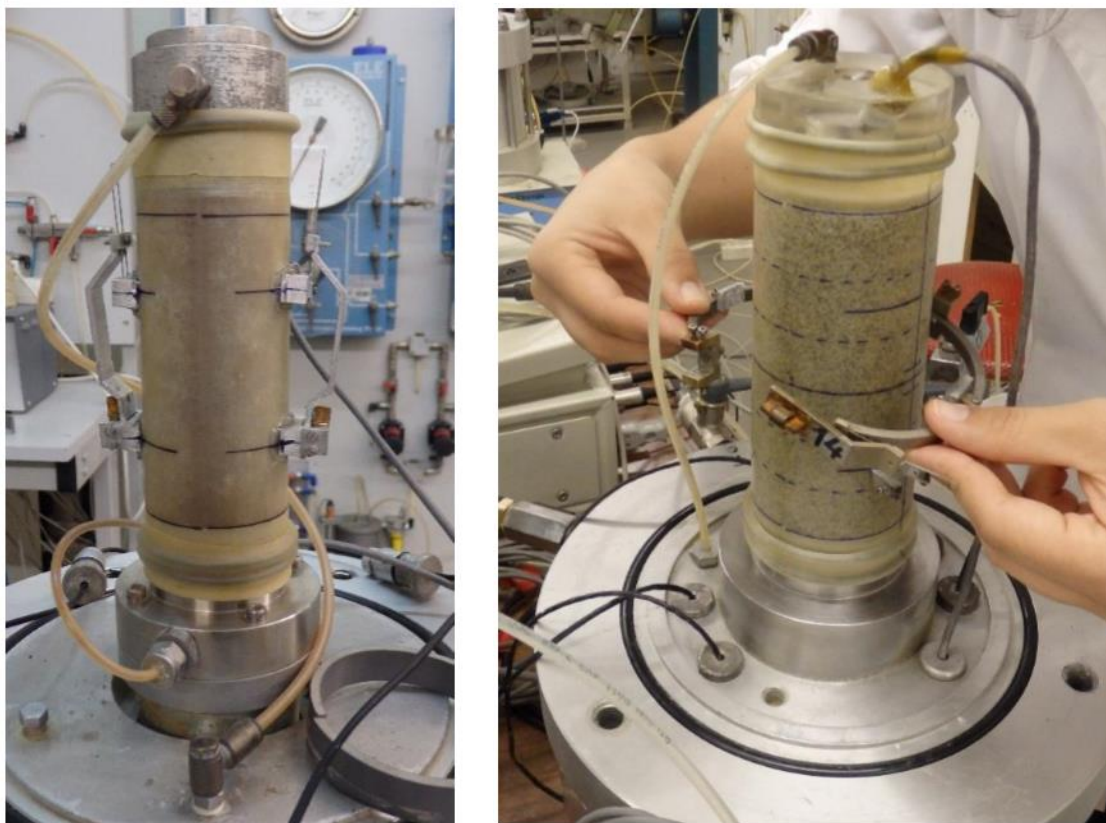


Figura 3.49 – Computador com o *software* DynaTester V3

No presente trabalho, procurou-se estabelecer uma frequência de ensaio de forma a uniformizar os resultados e as variáveis com a câmara triaxial *Stress-Path*. Neste sentido, escolheu-se uma frequência baixa, de 0,1 Hz, o que corresponde a aplicar um ciclo de carga a cada 10 segundos. É de salientar que esta frequência de aplicação corresponderá a uma resposta histerética do provete, de tal forma que o seu coeficiente de amortecimento será calculado como exposto no subcapítulo 2.2.5.2.

A dificuldade deste ensaio resulta da calibração dos parâmetros P, I e D, que controlam a prensa hidráulica de 10 kN. É necessário, em função da amostra, da sua compacidade e do tipo de carregamento, ajustar estes parâmetros através de um processo iterativo que pode originar a destruição do provete. Correndo o risco de não se obter qualquer resultado relevante, o autor sugere que durante o processo de calibração se preparem provetes simples e expeditos, sem efetuar a consolidação da amostra. No presente estudo obteve-se, para a amostra de areia de Coimbra misturada com 30% de borracha e índice de vazios de 0,6, os valores de $P=1$, $I=0,01$ e $D=0,5$.

Nos ensaios com a câmara triaxial convencional e *Stress-Path* pode-se recorrer a um tipo de instrumentação interna, denominada por transdutores *Hall-Effect*. Este equipamento tem uma resolução de 10^{-5} e subdivide-se em dois sensores axiais (HEA) e um sensor radial (HER), que medem a deformação axial e radial do provete, respetivamente. Na Figura 3.50 esquematiza-se os dispositivos HEA e HER.



(a)

(b)

Figura 3.50 – (a) Transdutor *Hall-Effect* axial; (b) transdutor *Hall-Effect* radial (Kijanka, 2016)

Este equipamento funciona através de ímanes e a leitura da deformação é realizada em função da variação do campo eletromagnético. Ambos os dispositivos são instalados no provete por colagem à membrana impermeável ou por pivotagem com pionés. Os HEA são colocados em lados diametralmente opostos e a sua gama de leitura encontra-se entre os 2,5 mm a 7 mm. Já o HER tem uma gama até 1,5 mm e é aplicado a meia altura do provete.

Relativamente à câmara triaxial cíclica, a instrumentação interna é efetuado com recurso a 3 LVDT's axiais, cuja representação se encontra na Figura 3.51. À semelhança dos HEA, medem a deformação axial do provete com uma resolução de 10^{-5} em função da variação do campo eletromagnético. Podem ser instalados por colagem ou pivotagem, à distância de 1/3 do perímetro entre si, e têm uma gama de leitura até 12 mm.

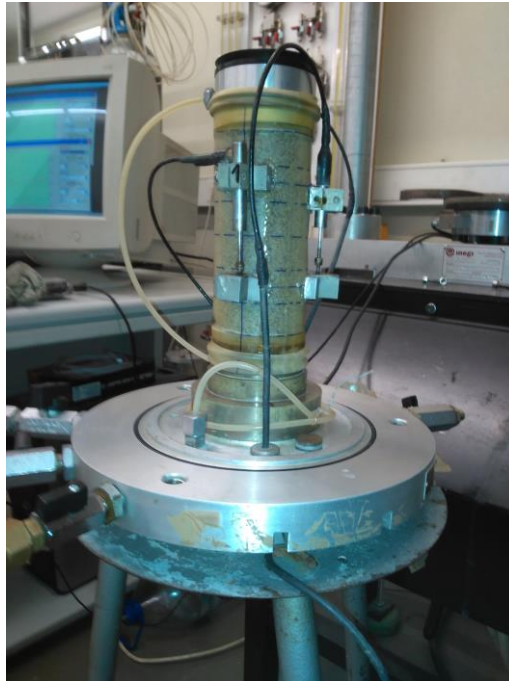


Figura 3.51 – LVDT's axiais instalados num provete

O autor observou durante o tratamento de dados dos ensaios triaxiais, que a instrumentação interna, apesar de ter uma resolução de 10^{-5} , só tem precisão e fiabilidade para valores de deformação superiores a 10^{-4} . Tal facto ocorre devido ao atrito entre as peças que compõem o dispositivo.

3.2.4.5. Procedimento de Ensaio

O procedimento do ensaio triaxial é constituído por várias fases que se podem resumir a: preparação e montagem das amostras, percolação, saturação, consolidação, corte e desmontagem.

A preparação das amostras é determinante, caso se procure obter resultados que possam ser correlacionáveis. No âmbito desta dissertação as amostras dividem-se em provete de areia misturada com borracha, provete de argila misturada com borracha e provetes unicamente constituídos por borracha. Todos os provetes de areia e borracha foram preparados recorrendo ao método do acondicionamento húmido (*moist tamping*), representado na Figura 3.52.

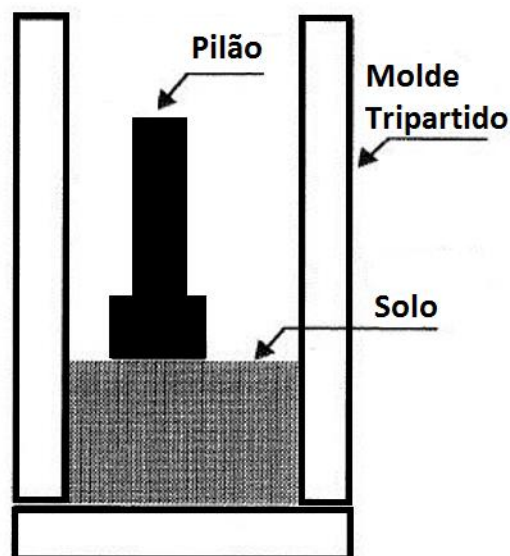


Figura 3.52 – Esquema da técnica de *moist tamping*

Este método tem sido provado como uma técnica de fácil e rápida execução que não segrega as partículas de solo e permite ao utilizador, através da energia de compactação que introduz, controlar a densidade e o índice de vazios (Matos Fernandes, 2011; Soares, 2015; Teixeira, 2015).

Relativamente aos provetes de argila, estes foram preparados usando o método da compactação estática (*static compaction method*). Este é semelhante ao anterior no entanto, a energia de compactação é necessariamente mais elevada e recorre-se ao equipamento da Figura 3.53 de forma a carregar monotonicamente as camadas.



Figura 3.53 – Equipamento de compactação estática (Kijanka, 2016)

Começando por definir as quantidades de material (solo, borracha e água), em função do índice de vazios e da percentagem de borracha, procurou-se variar os valores de pressão de confinamento de forma a calcular as envolventes de rotura. Em seguida, procede-se à mistura dos materiais, em seco, até se atingir a homogeneização como se pode observar na Figura 3.54.



(a)



(b)

Figura 3.54 – (a) Mistura homogeneizada, a seco, de areia de Coimbra e borracha triturada; (b) mistura após adição de água

Posteriormente, molha-se a mistura de forma a atingir um teor de água de 5% e 18%, para os provetes de areia-borracha e borracha, e para os provetes de argila-borracha, respetivamente. Este teor de água foi definido, para a areia de Coimbra, com base em experiência de trabalhos anteriores (Soares, 2015; Teixeira, 2015).

No final da preparação das amostras, são retiradas duas ou mais porções da mistura obtida para medição do teor de água inicial, tal como se encontra representado na Figura 3.55.



Figura 3.55 – Cápsulas com porções de solo para cálculo do teor de água inicial

De seguida, procede-se à montagem do provete na câmara triaxial, cuja operação requer algum cuidado e o seguimento de alguns passos pré-determinados para que se obtenham resultados credíveis (Teixeira, 2015). Inicia-se o processo com a limpeza das pedras porosas e a colocação de um papel de filtro em cada uma, em função do diâmetro que o provete terá, 50 mm ou 70 mm, como se esquematiza na Figura 3.56.

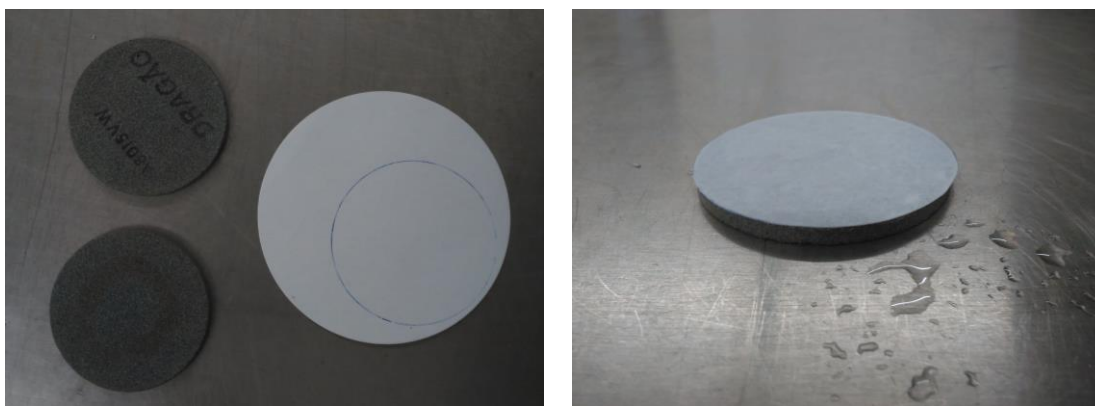


Figura 3.56 – Processo de preparação do papel de filtro e das pedras porosas

Relativamente à membrana impermeável em latex, esta foi marcada com divisões para as camadas e para a posição da instrumentação interna. No caso dos provetes de argila divide-se em 3 camadas e nos restantes em 6 camadas. Na Figura 3.57 pode-se observar uma membrana com marcação para a instrumentação interna e as divisões das camadas.

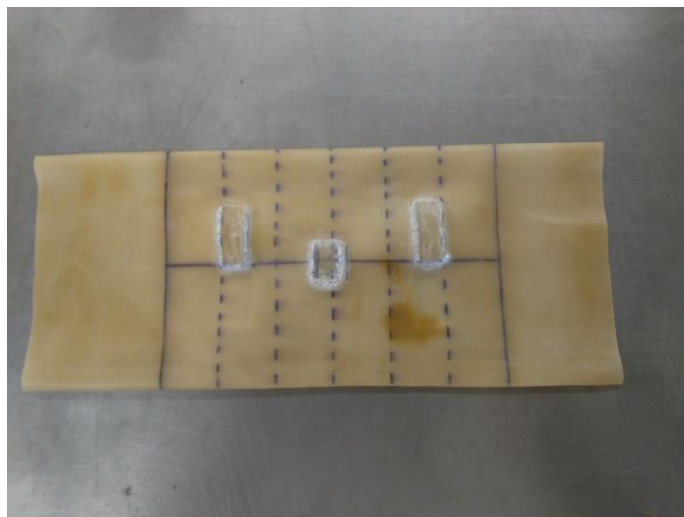
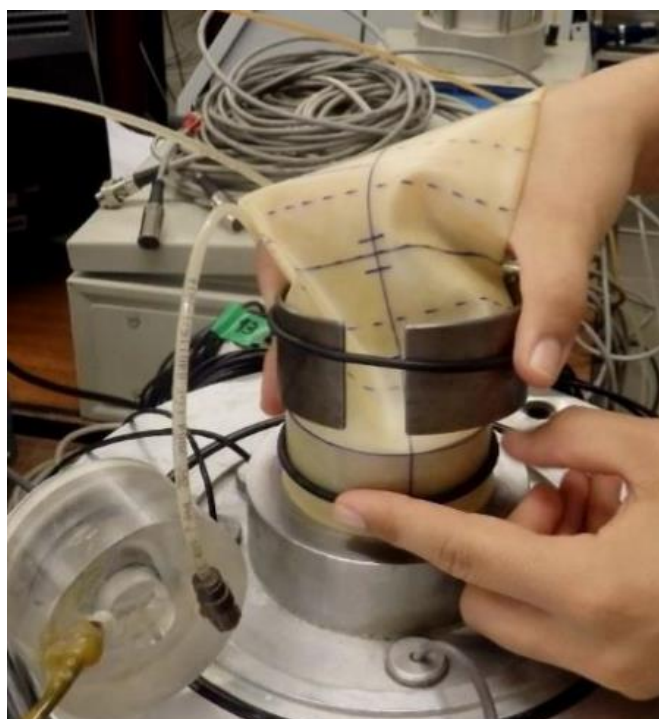
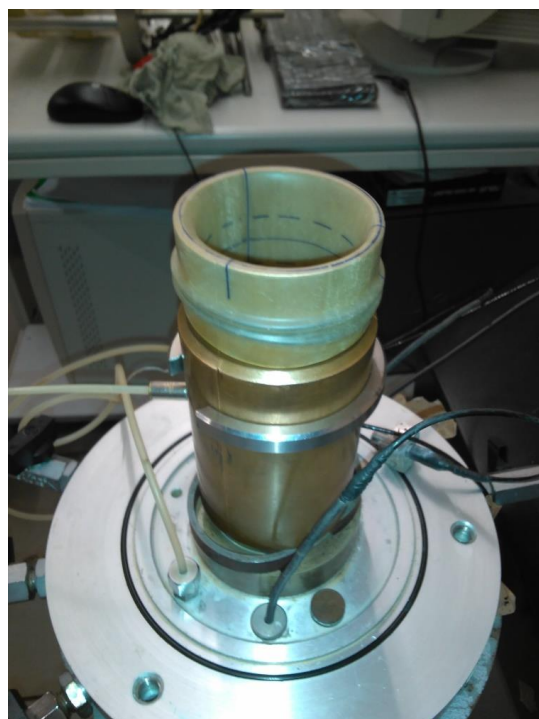


Figura 3.57 – Marcação numa membrana impermeável de latex usada

O próximo passo foi a fixação da membrana à base do pedestal através de dois *o-rings*. Coloca-se uma das pedras porosas, com o papel de filtro, no interior da membrana e posiciona-se o molde tripartido metálico na base da câmara. Ajusta-se a membrana às paredes interiores do molde, como se pode observar na Figura 3.58, aplicando um vácuo de 50 kPa de pressão para retirar todo o ar existente entre a membrana e o molde.



(a)



(b)

Figura 3.58 – (a) Fixação da membrana à base do pedestal com 2 *o-rings*; (b) ajuste da membrana às paredes interiores do molde tripartido metálico

Depois introduz-se a mistura preparada dentro do molde, compactando apenas o suficiente com o pilão para que se atinjam as divisões traçadas na membrana, até este se encontrar cheio, como se pode ver na Figura 3.59.

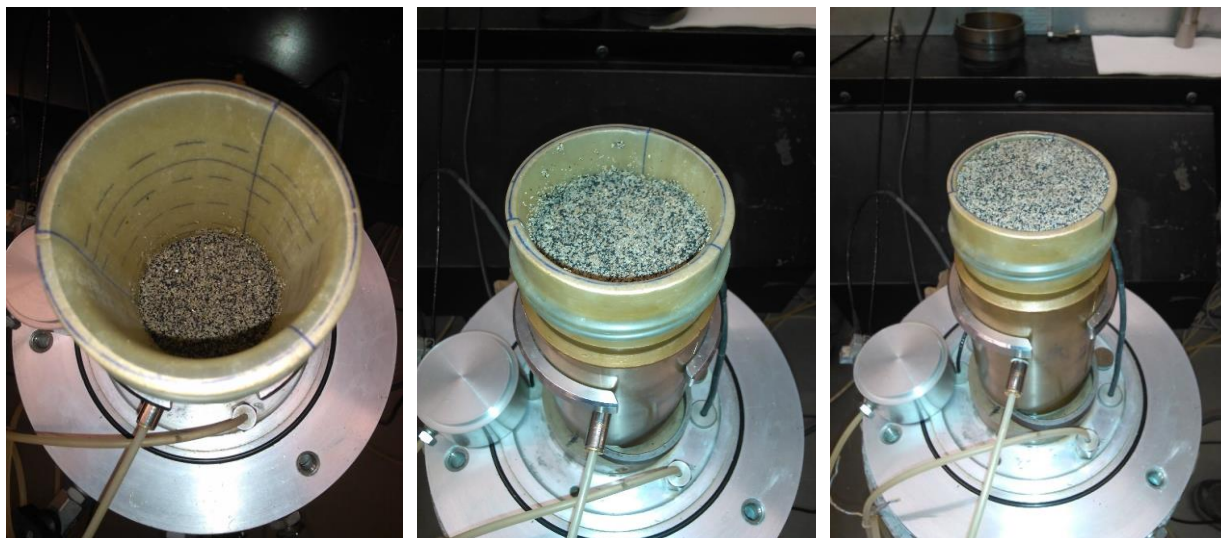


Figura 3.59 – Processo de compactação do provete

Finalizado este passo, coloca-se a outra pedra porosa, com o papel de filtro, seguida da placa de topo e da membrana que se desenrola e prende com mais 2 *o-rings*. Baixa-se a pressão do vácuo para 10 kPa, que corresponde à tensão efetiva inicial durante a saturação, e retira-se o molde metálico sem provocar o colapso do provete. A Figura 3.60 demonstra o provete após desmoldagem.

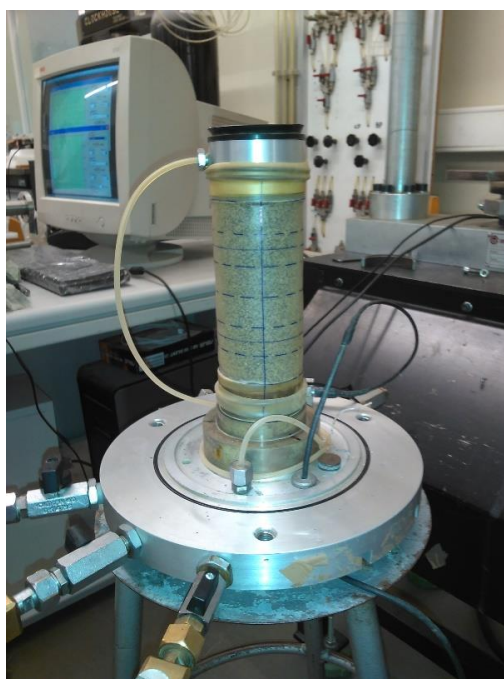


Figura 3.60 – Provete sujeito a uma pressão de vácuo de 10kPa, após se retirar o molde metálico

Finalmente, efetuam-se pelo menos 4 medições de altura e diâmetro do provete com um paquímetro, em diretrizes opostas e alturas distintas. Fecha-se a célula triaxial e enche-se o interior da câmara com água para que a pressão do vácuo possa ser substituída por uma pressão de confinamento, tal como se representa na Figura 3.61. Caso se utilize instrumentação interna, esta deverá ser instalada antes da selagem da célula como se pode ver na Figura 3.51.

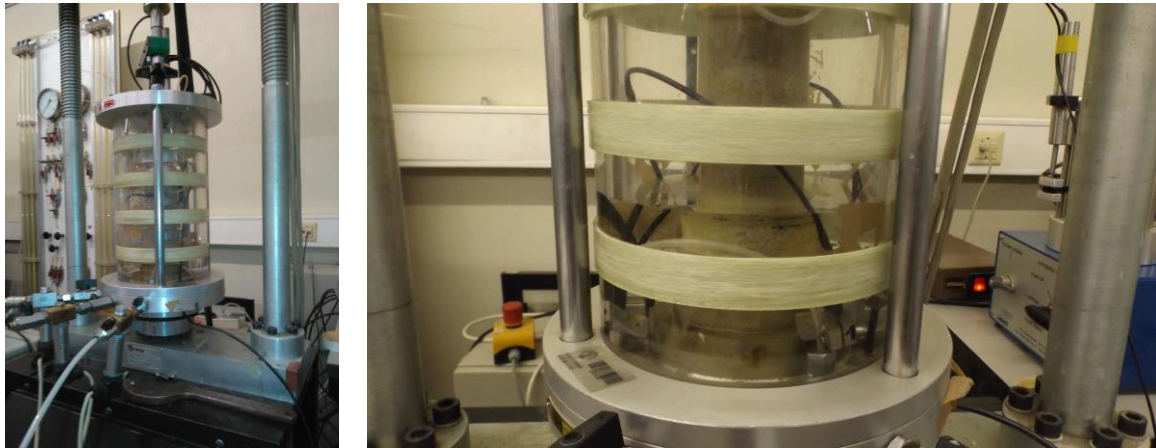
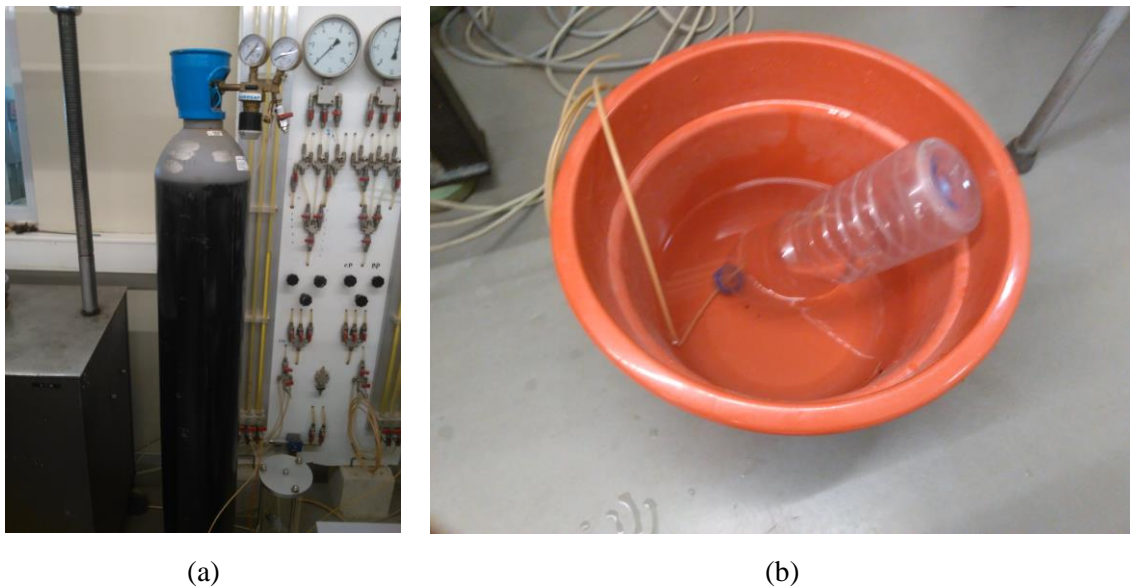


Figura 3.61 – Selagem e enchimento da câmara triaxial

A próxima fase denomina-se por percolação, cujo objetivo é expulsar todo o ar presente no interior da amostra e obter valores do parâmetro B de Skempton, que indica o grau de saturação, próximos de 1. Esta etapa inicia-se com o ajuste das pressões, para cerca de 10 kPa de CP e 4 kPa de BP. Na ligação da contrapressão faz-se passar CO₂, que provém de uma garrafa de armazenamento de CO₂, pela base da amostra. No topo da amostra encontra-se um tubo ligado a um balde com uma garrafa cheia de água, como se pode ver na Figura 3.62.



(a)

(b)

Figura 3.62 – Processo de percolação de CO₂: (a) garrafa de armazenamento; (b) balde com água

Espera-se o tempo necessário para que a garrafa esvazie, o que normalmente demora 15 a 20 minutos para os provetes de areia de Coimbra e cerca de 5 minutos para os provetes de borracha triturada. A percolação de CO₂ tem o objetivo de favorecer o arraste das bolhas de ar e facilitar a percolação com água no interior do provete.

Ajusta-se novamente as pressões na câmara, introduzindo uma pressão de 20 kPa para o CP e 10 kPa para o BP. A ligação da contrapressão irá passar água pela base da amostra e no topo estará um tubo ligado a um recipiente de plástico. Quando o recipiente estiver cheio com o equivalente ao dobro do volume de vazios da amostra, que normalmente corresponde a 200 ml-400 ml, dá-se por terminada a fase de percolação. Na Figura 3.63 pode-se observar um recipiente de plástico após a percolação de 300 ml de água.



Figura 3.63 – Quantidade de água percolada para um recipiente de plástico

É de salientar que não se faz a percolação de CO₂ nos provetes de argila e que a percolação de água pode demorar mais de uma semana.

Finalizada a percolação de água, segue-se a fase de saturação da amostra com o objetivo de expulsar as bolhas de ar de pequenas dimensões que restaram. A saturação é efetuada incrementando as pressões CP e BP, mantendo um diferencial de 10 kPa, até atingir valores de 310 kPa e 300 kPa, respetivamente. Este incremento é realizado em acréscimos de 30 kPa a cada 30 minutos, caso seja efetuado manualmente, ou com a função rampa do GDS, que aumenta linearmente as pressões com o tempo. Após se atingir as pressões desejadas calcula-se o parâmetro B de Skempton, segundo a equação (3.11), medindo o excesso de pressão neutra. Esta análise foi feita aumentando a pressão CP em cerca de 30 kPa, mantendo a torneira que regula a pressão BP fechada. Mede-se o acréscimo da contrapressão no interior da amostra com recurso ao transdutor.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.11)$$

onde, Δu é a variação da pressão intersticial, BP, e a $\Delta\sigma_3$ é o incremento de tensão efetuado.

Alternativamente pode-se calcular a velocidade de propagação das ondas P na água, que deverá rondar os 1500 m/s em amostras completamente saturadas, como se pode verificar na Figura 2.25. Caso não se atinja a saturação deve-se aumentar para o patamar de pressões de CP e BP, de 510 kPa e 500 kPa, respetivamente.

Salienta-se que B é um parâmetro dependente do tipo de solo e que a saturação completa do provete poderá ser atingida para valores diferentes da unidade. No caso de areias e borracha a obtenção de um valor de $B \approx 0,95$ garante a saturação. No entanto, para as argilas, este varia substancialmente com a compacidade do solo, como se pode verificar na Tabela 14.

Tabela 14 – Valores teóricos de B para diversos tipos de solos (Matos Fernandes, 2006)

Tipo de argila	100% Saturada	99,5% Saturada	99% Saturada
Branda, normalmente consolidada	0,9998	0,99	0,99
Média, ligeiramente consolidada	0,999	0,96	0,93
Rija, sobreconsolidada	0,99	0,69	0,51
Muito rija, muito fortemente sobreconsolidada	0,91	0,2	0,1

Visto que os provetes de argila foram classificados como rijos, quanto à sua compacidade, para valores de $B \geq 0,51$ atinge-se cerca de 99% de grau de saturação.

Relativamente ao tempo de saturação, este varia em função do tipo de solo podendo demorar 2 dias, para provetes de areia e borracha, e 1 semana, para provetes de argila.

A próxima fase denomina-se por consolidação, na qual se estabelece a pressão de confinamento efetiva desejada, de 50, 100 ou 200 kPa, através do diferencial de pressões CP e BP. No âmbito desta dissertação, a consolidação foi realizada isotropicamente, ou seja, com um valor de $K_0=1$, para o qual nas direções radiais e verticais, o provete se encontra sujeito à mesma tensão efetiva. Fez-se o incremento de pressão CP, mantendo-se contante o valor de BP atingido no final da saturação.

Durante este processo, que se realiza em condições drenadas, tal como nas fases anteriores, o provete sofrerá variações volumétricas devido à expulsão de água do interior da amostra. A fase de consolidação dá-se por terminada quando a variação volumétrica estabiliza, i.e. se mantém praticamente constante com o tempo. Na Figura 3.64 representa-se a variação de volume de água durante a consolidação de uma amostra, na qual se pode observar a assíntota horizontal que indica o término desta fase.

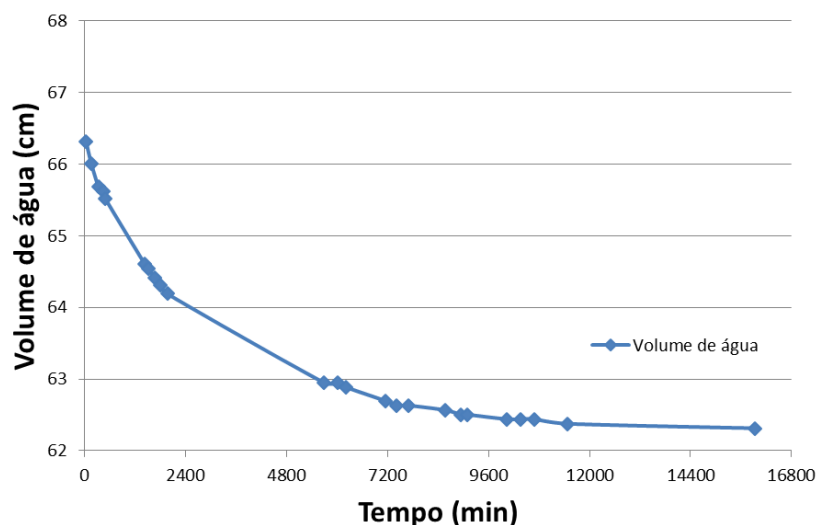


Figura 3.64 – Variação de volume de água durante a consolidação de uma amostra

Esta fase dura cerca de 3 dias, para os provetes de areia e borracha, e cerca de 2 semanas, para os provetes de argilas. Quanto maior a pressão de confinamento, mais acelerada a consolidação e maiores as variações volumétricas.

Em seguida, procede-se ao corte não drenado dos provetes, o que significa que não existe alteração do volume nem do índice de vazios. Encosta-se o êmbolo à placa de topo tendo o cuidado de não provocar deformação, fecha-se a ligação BP, do interior da amostra ao exterior, e liga-se a aquisição automática para armazenamento de dados. O corte é efetuado até à rotura, o que corresponde sensivelmente a uma extensão aproximada de 20%, como se pode observar na Figura 3.65.



Figura 3.65 – Deformação de um provete após corte estático

O corte estático foi realizado impondo uma deformação por unidade de tempo de 0,05 mm/min e 0,002 mm/min, para as amostras de areia e borracha e para as amostras de argila, respetivamente. Quanto ao corte cíclico, este foi realizado segundo a norma D 3999-91 (ASTM, 2003) na qual se

efetuaram escalões de carga constituídos por 10 ciclos cada. Tal como se esquematiza na Figura 3.66, começou-se com uma amplitude de 3 N e duplicou-se a força passados 10 ciclos de carga e descarga, até se atingir a rotura do provete.

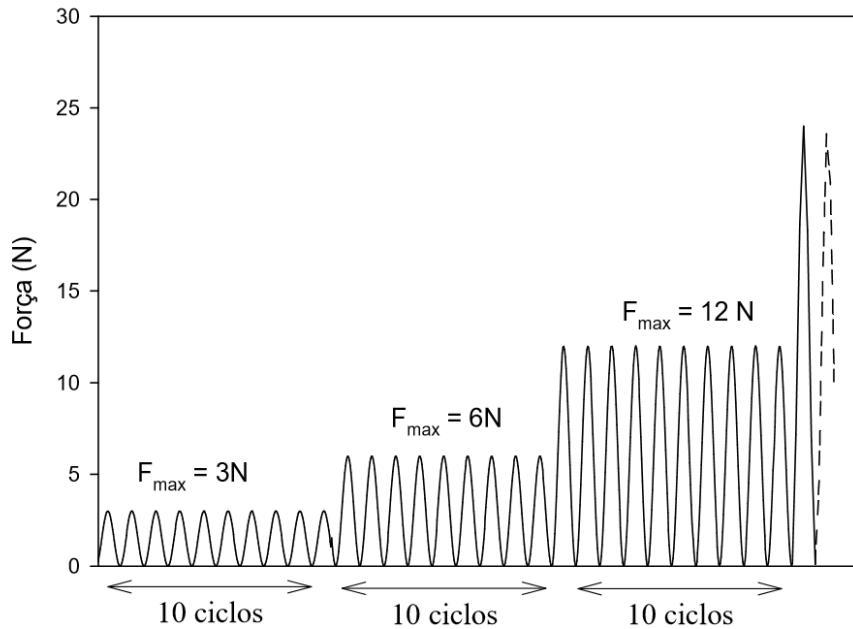


Figura 3.66 – Esquema de carregamento cíclico

O autor sugere que não se duplique a força em cada escalão de carga já que poderá provocar “intervalos sombra” de informação nas curvas de amortecimento e módulo de distorção. Na Figura 3.67 pode-se observar, entre os valores de distorção média, $\gamma_{méd}$, da ordem dos 10^{-3} a 10^{-1} , uma falta de pontos para se avaliar corretamente a evolução do módulo de distorção com a distorção.

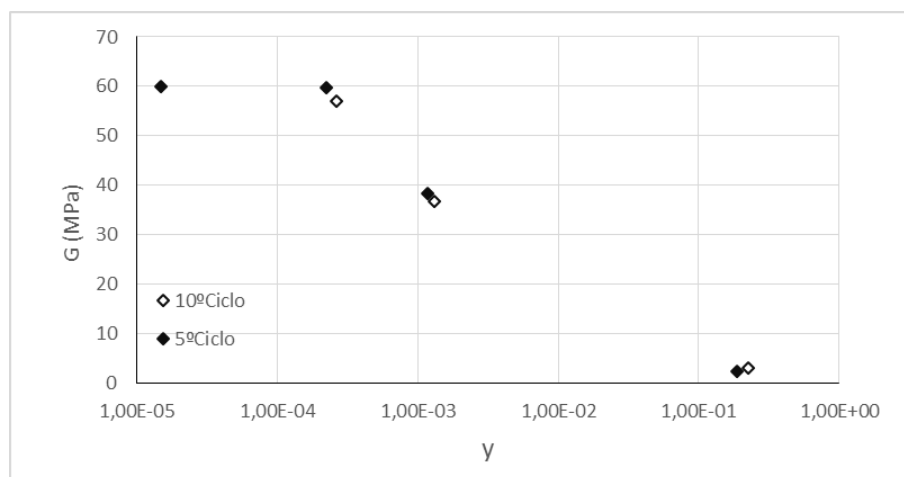


Figura 3.67 – Curva de degradação do módulo de distorção onde se denota o “intervalo sombra” de informação

Este fenómeno ocorre quando o provete se encontra perto da rotura e se realiza um incremento de carga demasiado elevado, originando uma deformação elevada. Pode-se acautelar esta situação introduzindo um escalão intermédio, com um valor de força correspondente à média entre o escalão anterior e o seguinte. Na Figura 3.68 pode-se observar que os resultados obtidos com este método mitigam o “intervalo sombra”.

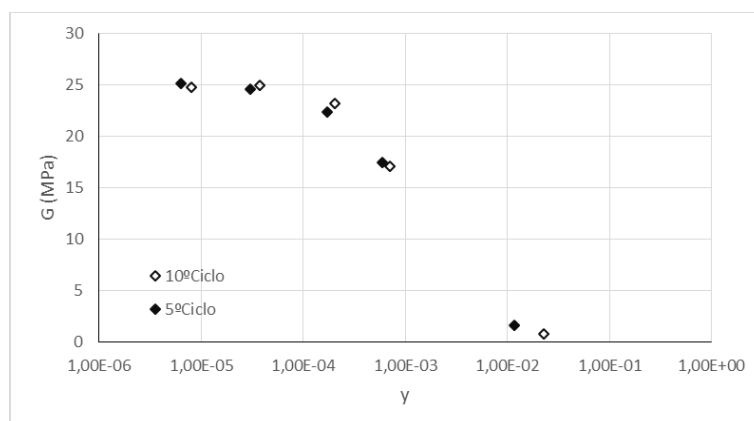


Figura 3.68 – Curva de degradação do módulo de distorção com escalões intermédios

Após a rotura do provete segue-se com a fase de desmontagem do ensaio, na qual se retira toda a água no interior da câmara. Depois, procede-se com a abertura da célula triaxial e a recolha do provete para um recipiente previamente pesado. Determina-se o teor de água final pelo método de secagem em estufa (NP-84 1965), que se pode resumir aos seguintes passos (Matos Fernandes, 2006):

- Determinação da massa húmida da amostra de solo cujo teor de água se pretende determinar (m_1);
- Secagem em estufa a 100°C, no mínimo durante 24 horas;
- Determinação da massa seca da amostra de solo (m_2);
- Cálculo da diferença das massas m_1 e m_2 , que representam a massa de água presente na amostra nas condições iniciais (m_3);
- Cálculo da razão entre m_3 e m_2 , que representa o teor de água do solo, w .

3.2.5. PLANO DE ENSAIOS

De forma a estudar os efeitos da adição de borracha no comportamento dinâmico e estático de misturas de solo-borracha vários ensaios foram efetuados com o objetivo de obter parâmetros físicos importantes. Na Tabela 15 resume-se os ensaios efetuados e as propriedades que cada um permite calcular.

Tabela 15 – Parâmetros obtidos a partir dos diferentes tipos de ensaio efetuado

Tipo de ensaio	Parâmetros obtidos
Peso Volúmico das Partículas	γ_s
Análise Granulométrica	Curva granulométrica
Edômetro	C_s, C_c, E_{eod}
Triaxial Convencional	c', ϕ'
Triaxial <i>Stress-Path</i>	G, D, c', ϕ'
Triaxial Cíclico	G, D, c', ϕ'
Medição de Ondas Sísmicas	G_0, D_0

onde, γ_s é o peso volúmico das partículas sólidas, C_s o índice de expansibilidade, C_r o índice de recompressibilidade, C_c o índice de compressibilidade, c' a coesão efetiva, ϕ' o ângulo de atrito efetivo, G o módulo de distorção e D o coeficiente de amortecimento.

Na maioria dos ensaios triaxiais, foram estudadas duas percentagens de borracha e duas pressões de confinamento distintas com o objetivo de formar uma ideia da influência da adição desta em amostras solicitadas mecanicamente. Como referido anteriormente, foram utilizados diversos equipamentos: câmara triaxial convencional (TX), câmara triaxial *Stress-Path* (TX-SP), câmara triaxial cíclica (TX-C), *bender elements* (BE), *hall-effects* (HE) e LVDT's; para realizar corte estático (E) ou cíclico (C). Na Tabela 16 e Tabela 17 apresentam-se todos os ensaios elaborados no âmbito desta dissertação, assim como os parâmetros inicialmente planeados para a preparação das amostras. Faz-se uma ressalva, alertando que todo o processo anterior à fase de corte modifica estes parâmetros, que serão discutidos com mais detalhe no capítulo seguinte.

A nomenclatura dos ensaios inclui o solo usado (CS corresponde às misturas com areia de Coimbra, RC às misturas com argila da Polónia e *Rubber*, os provetes só de borracha), a percentagem de borracha em massa no solo, e a tensão de confinamento do ensaio. De seguida é apresentado o número (1), (2) e (3) conforme a sequência dos ensaios.

Note-se que todos os ensaios cíclicos foram feitos na câmara triaxial *Stress-Path* ou na câmara triaxial cíclica com 50 kPa de tensão efetiva de confinamento. A única exceção é o ensaio CS_10_100_(1) que foi realizado manualmente numa câmara triaxial convencional e, por isso, os resultados devem ser analisados com especial cuidado.

Tabela 16 – Plano de ensaios realizado

Nome do Ensaio	% Borracha	σ'_c (kPa)	Célula Triaxial	Instrumentação	Corte	Autor do Ensaio
CS_10_50_(1)	10	50	TX-SP	BE, HE	C	Kijanka (2016)
CS_10_50_(2)			TX-C	LVDT	C	Marcos (2016)
CS_10_50_(3)			TX-C	LVDT	C	Marcos (2016)
CS_10_100_(1)		100	TX	BE, HE	C	Kijanka (2016)
CS_10_100_(2)			TX	-	E	Kijanka (2016)
CS_10_200		200	TX	-	E	Marcos (2016)
CS_30_50	30	50	TX	-	E	Marcos (2016)
CS_30_100		100	TX	-	E	Marcos (2016)
CS_50_50_(1)	50	50	TX-SP	BE, HE	C	Kijanka (2016)
CS_50_50_(2)			TX-C	LVDT	C	Marcos (2016)
CS_50_100		100	TX	BE, HE	E	Kijanka (2016)
CS_50_200		200	TX	-	E	Kijanka (2016)
RC_0_50	0	50	TX-SP	BE, HE	C	Kijanka (2016)
RC_0_100		100	TX	-	E	Marcos (2016)
RC_10_50	10	50	TX-SP	BE, HE	C	Kijanka (2016)
RC_10_100		100	TX	-	E	Kijanka (2016)
RC_10_200		200	TX	-	E	Kijanka (2016)
RC_50_50	50	50	TX-SP	BE, HE	E	Kijanka (2016)
RC_50_100		100	TX	-	E	Kijanka (2016)
RC_50_200		200	TX	-	E	Kijanka (2016)
RC_0_e	0	-	Edômetro	-	-	Marcos (2016)
RC_10_e	10					Kijanka (2016)
RC_50_e	50					Kijanka (2016)
Rubber_50	100	50	TX-SP	BE, HE	C	Marcos (2016)
Rubber_100		100	TX-SP	BE, HE	E	Marcos (2016)

Tabela 17 – Plano de ensaios com indicação dos parâmetros de partida para moldagem dos provetes

Nome do Ensaio	Diâmetro (mm)	w (%)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	Índice de vazios	Autor do Ensaio
CS_10_50_(1)	50	5	24,51	12,26	1	Kijanka (2016)
CS_10_50_(2)				15,32	0,6	Marcos (2016)
CS_10_50_(3)				12,9	0,9	Marcos (2016)
CS_10_100_(1)				13,61	0,8	Kijanka (2016)
CS_10_100_(2)				13,61	0,8	Kijanka (2016)
CS_10_200	70	5	21,46	12,26	1	Marcos (2016)
CS_30_50				11,01	0,95	Marcos (2016)
CS_30_100				11,01	0,95	Marcos (2016)
CS_50_50_(1)				9,21	1	Kijanka (2016)
CS_50_50_(2)				11,51	0,6	Marcos (2016)
CS_50_100	50	18	27,17	9,21	1	Kijanka (2016)
CS_50_200				9,21	1	Kijanka (2016)
RC_0_50				16,98	0,6	Kijanka (2016)
RC_0_100				16,98	0,6	Marcos (2016)
RC_10_50				15,95	0,6	Kijanka (2016)
RC_10_100	50	18	25,53	15,95	0,6	Kijanka (2016)
RC_10_200				15,95	0,6	Kijanka (2016)
RC_50_50				13,56	0,4	Kijanka (2016)
RC_50_100				13,56	0,4	Kijanka (2016)
RC_50_200				13,56	0,4	Kijanka (2016)
RC_0_e	50	25	27,17	16,98	0,6	Marcos (2016)
RC_10_e		18	25,53	15,95	0,6	Kijanka (2016)
RC_50_e		18	18,99	11,87	0,6	Kijanka (2016)
Rubber_50	50	5	10,8	5,4	1	Marcos (2016)
Rubber_100						Marcos (2016)

Apresentado o plano de ensaios, é necessário fazer uma nota relativamente às pressões de confinamento efetivo consideradas de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Estas foram selecionadas com o objetivo de obter envolventes de rotura e estudar o comportamento mecânico das amostras, sem procurar fazer um paralelismo com a realidade. Quer isto dizer, que se considerarmos um maciço constituído por uma mistura de argila com 10% de borracha e nível freático à superfície, as pressões de confinamento de 100 kPa e 200 kPa consideradas são obtidas a uma profundidade aproximada de 11 m e 22 m, respetivamente. Tais profundidades representam, obviamente, um problema praticamente inviável em termos económicos de execução prática *in-situ*. Ou seja, a solução de tratamento de solos com adição de borracha não é viável se for necessário realizá-la a grandes profundidades, sendo preferível procurar outros métodos. No entanto, o objetivo de testar este material a tensões mais elevadas foi o de obter a envolvente de resistência do material para uma gama alargada de tensões, de forma a que os parâmetros de resistências obtidos sejam mais representativos e possam

ser utilizados no dimensionamento ou em análises de elementos finitos para simulação de situações reais.

Além dos ensaios triaxiais e edométricos mencionados, efetuou-se, para caracterização física da argila da Polónia, os seguintes ensaios: peso volúmico das partículas sólidas e análise granulométrica pela norma Portuguesa e com recurso ao granulómetro.

4

APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados todos os resultados dos ensaios realizados com solo-borracha no LabGeo, que incluem não só os presentes neste trabalho mas também os de Kijanka (2016). Esta opção permite uma análise integrada dos dados constituindo um dos objetivos desta dissertação.

Opta-se por apresentar, por ordem, os resultados da análise granulométrica, medições de ondas sísmicas, ensaio edométrico, ensaios triaxiais estáticos e ensaios triaxiais cíclicos.

4.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

No capítulo anterior, na Figura 3.7 apresentou-se a curva granulométrica da argila da Polónia, obtida recorrendo à Norma Polaca, na qual se pode observar que o solo tem um diâmetro máximo de 1 mm e 47% de argila. Tendo por base esta análise prévia, os ensaios efetuados no âmbito deste trabalho procuraram comprovar a análise granulométrica deste solo. Efetuaram-se 2 ensaios: norma LNEC e granulómetro a laser; e Norma Europeia.

4.2.1. RESULTADOS

Segundo a norma LNEC-E-196-1986 (Norma Portuguesa) a argila possui um diâmetro máximo de 0,425 mm e cerca de 54,61% de argila como se pode verificar na Figura 3.23, após a aplicação da fórmula de Stokes aos dados obtidos. A equação (4.1) representa a fórmula sugerida na norma para calcular o diâmetro equivalente das partículas.

$$D = \sqrt{\frac{30 \cdot \mu \cdot Z_s}{980 \cdot (G_s - G_l) \cdot t}} \quad (4.1)$$

onde, D é o diâmetro equivalente das partículas em mm, μ é a viscosidade da água, em poises (dependente da temperatura), Z_s é a profundidade efetiva em cm, G_s é a densidade das partículas de solo em g/cm³, G_l é a densidade do meio de suspensão (pode tornar-se igual a 1,000) e t é o intervalo de tempo, em minutos, medido desde o início da sedimentação até à leitura do densímetro.

Ao efetuar a análise granulométrica do ensaio no granulómetro a laser fez-se anteriormente uma observação relativamente à fração arenosa que depositou no fundo do frasco e que não foi lida. Sendo assim, utilizou-se os resultados da norma Portuguesa, incorporando apenas os diâmetros que não foram registados pelo laser. Obteve-se a curva granulométrica que se apresenta na Figura 4.1, na qual se observa que o diâmetro máximo é de 0,425 mm e quantidade de argila em cerca de 33,34%.

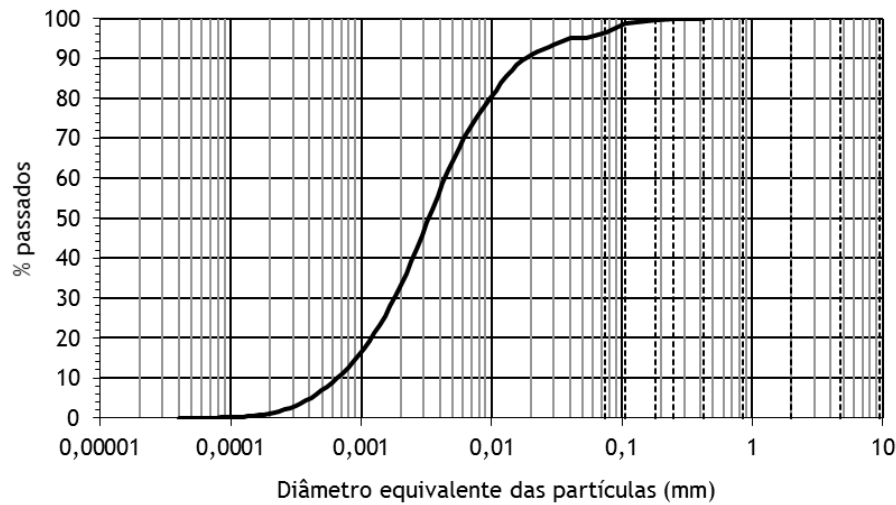


Figura 4.1 – Curva granulométrica da argila da Polónia, resultados do granulómetro

Visto que todos os resultados até este momento foram distintos, aplicou-se a fórmula de Stokes sugerida na Norma CEN-ISO-TS17892-4 (Norma Europeia), exposta na equação (4.2), aos dados obtidos pela norma Portuguesa. Obteve-se a curva granulométrica representada na Figura 4.2, na qual se conclui que o diâmetro máximo é 0,425 mm e que o solo é composto por 68% de argila.

$$D = 0,005531 \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot H}{(\rho_s - 1) \cdot t}} \quad (4.2)$$

onde, D é o diâmetro equivalente das partículas em mm, η a viscosidade dinâmica da água em mPa.s, H é a profundidade efetiva em mm, ρ_s a densidade das partículas em Mg/cm³ e t é o intervalo de tempo em segundos.

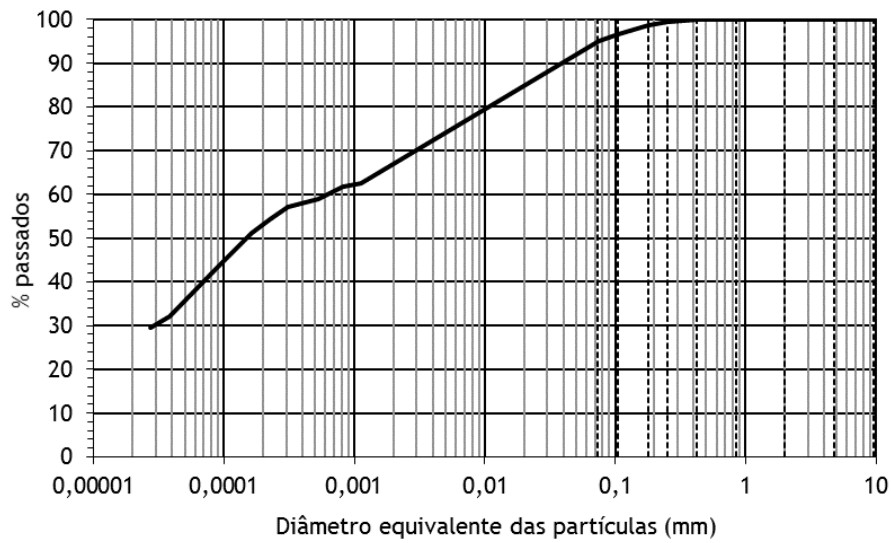


Figura 4.2 – Curva Granulométrica pela norma Europeia CEN-ISO

Como se pode verificar, a curva granulométrica segundo a norma Portuguesa e Europeia são diferentes e suspeita-se que tal é devido a uma diferença na fórmula de Stokes. Procurou-se deduzir a fórmula correta para traçar a curva, partindo da equação (4.1) até se obter as unidades utilizadas na equação (4.2). Sabendo que:

$$H = 10.Z_s$$

$$t(s) = 60.t(\text{min})$$

$$G_1 = 1$$

$$\rho_s = G$$

$$\eta = 100.\mu$$

Obtém-se a expressão (4.3), distinta da sugerida na norma europeia (com uma diferença de 129 vezes). A Figura 4.3 representa a curva granulométrica da argila, com recurso a esta fórmula.

$$D = \sqrt{\frac{30 \times 10 \times 100}{980 \times 60}} \cdot \sqrt{\frac{\mu.Z_s}{(G - G_1)t}} = 0,714285 \cdot \sqrt{\frac{\eta.H}{(\rho_s - 1)t}} \quad (4.3)$$

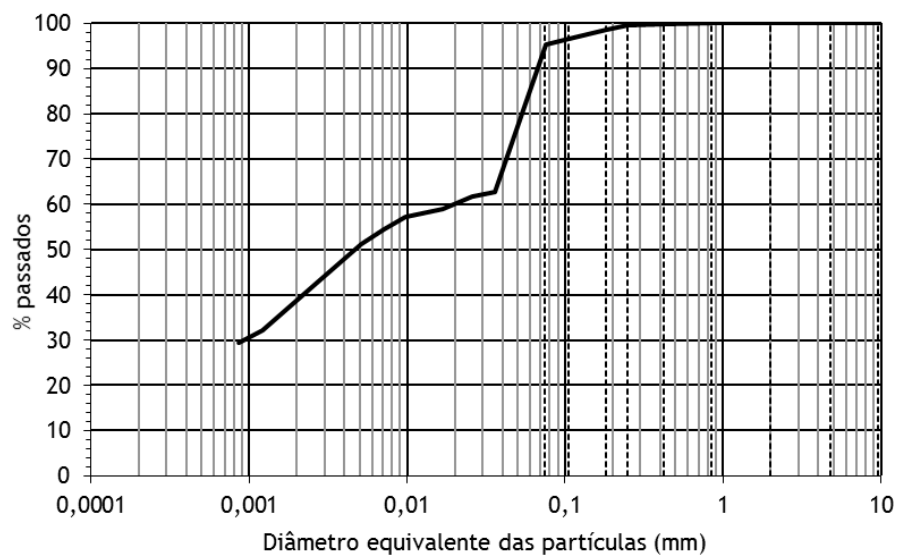


Figura 4.3 – Curva granulométrica pela norma Europeia CEN-ISO, com correção de fórmula

De forma a comentar devidamente todas as curvas obtidas representou-se na Figura 4.4 as análises granulométricas efetuadas e na Tabela 18 algumas características que se retiraram da leitura das curvas.

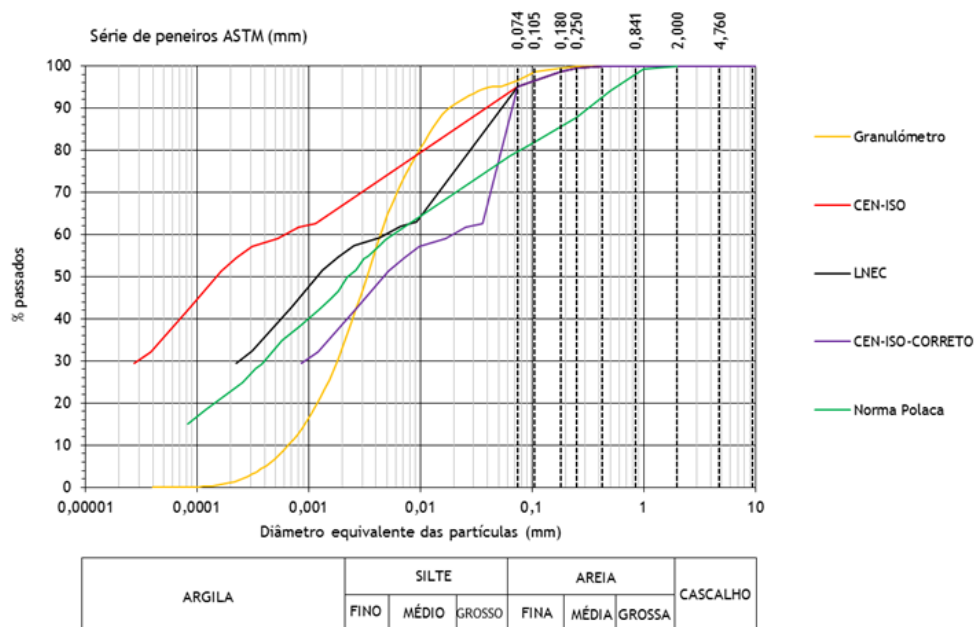


Figura 4.4 – Análise Granulométrica da argila da Polónia com recurso a diferentes normas

Tabela 18 – Diâmetro efetivo e percentagem de argila

Norma	D₁₀	D₃₀	D₆₀	D_{máx}	% argila
Polaca	-	0,0004	0,0065	1	47
Portuguesa	-	0,0002218	0,005	0,425	54,61
Granulómetro	0,000657	0,001832	0,0043	0,425	33,34
Europeia	-	0,000027	0,0007	0,425	68
Europeia-Corrigida	-	0,0008576	0,02	0,425	38

Tendo em atenção que as curvas obtidas pela norma Europeia derivam de dados da norma Portuguesa – e portanto, também os possíveis erros de leitura –, facilmente se consegue compreender que não existe coerência nos resultados.

Visto que no processo de peneiração, existe mais certeza na medição dado o tamanho das partículas, tal não acontece na fração mais fina, com a sedimentação. Este último processo é efetuado com adição de um antifloculante ao solo, impedindo a aglomeração das partículas argilosas, ou seja, a formação de “blocos” com maior diâmetro. Já no ensaio com o granulómetro a laser, apenas foi adicionada água destilada o que, logicamente, poderia indicar um resultado distinto dos anteriores por se admitir que estes blocos se formam. Sendo assim, obtém-se, para um mesmo diâmetro efetivo, percentagens de passados inferiores na fração argilosa, <0,02 mm, algo que se verifica com análise na figura anterior.

É necessário referir que a norma Polaca utiliza amónio ou água como elemento dispersante das partículas ao passo que a norma LNEC e europeia utilizam hexametáfosfato de sódio.

Admite-se, no entanto, que o ensaio com o granulómetro a laser é o mais preciso na identificação da granulometria da argila por ser resultado de uma média de 4 testes e efetuar a medição para mais de 100 diâmetros diferentes. Salvaguarda-se, porém, que a amostra pode não ser representativa, sendo aconselhável efetuar vários ensaios.

Considera-se então que a análise granulométrica da argila da Polónia carece de mais ensaios com recurso às normas, para averiguar a diferença na fórmula de Stokes, e de mais testes no granulómetro a laser, com adição de antifloculante.

4.3. MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS

Os resultados da medição das ondas sísmicas encontram-se resumidos na Tabela 19, em função da amostra e da fase de ensaio correspondente. A partir de V_p e V_s , calculou-se o módulo de distorção máximo, G_0 , o coeficiente de *Poisson*, ν , e o módulo de deformabilidade, E_0 , a partir das equações (2.20), (2.19) e (2.21), respetivamente. O módulo elástico de confinamento, M_0 , foi calculado pela expressão (4.4).

$$M_0 = \rho \cdot V_p^2 \quad (4.4)$$

Tabela 19 – Parâmetros determinados da medição de ondas sísmicas

Ensaio	Fase	ρ (g/cm ³)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	G_0 (MPa)	M_0 (MPa)	ν	E_0 (MPa)
CS_10_50_(1)	Consolidação	1,34	147,92	1856,00	29,38	4625,10	0,49561	87,87
CS_10_100_(1)		1,51	146,64	1813,04	32,47	4964,50	0,49583	97,15
CS_50_50_(1)		1,10	76,45	1896,06	6,41	3944,32	0,49885	19,22
CS_50_100		1,17	106,10	1731,30	13,16	3504,70	0,49739	39,42
RC_0_50	Consolidação	1,99	118,33	1838,98	27,88	6732,60	0,49709	83,46
RC_10_50		2,02	103,10	1721,40	21,51	5996,88	0,49757	64,44
RC_50_50		1,60	107,65	1705,30	18,57	4659,47	0,49723	55,60
Rubber_50	Consolidação	0,69	49,30	1828,26	1,68	2315,29	0,49948	5,05
Rubber_50	Após 1º Escalão de Carregamento		47,82					
Rubber_50	Após 3º Escalão de Carregamento		47,49					
Rubber_50	Após 4º Escalão de Carregamento		46,87					
Rubber_50	Após 5º Escalão de Carregamento		48,59					
Rubber_50	Após 6º Escalão de Carregamento		57,63					
Rubber_50	Após 7º Escalão de Carregamento		76,39					
Rubber_100	Consolidação	0,81	58,09	-	2,73	-	-	-

Alguns destes valores foram utilizados no tratamento de dados, pelo que a sua importância e relação foi discutida com mais detalhe na apresentação e análise dos ensaios triaxiais em que foram inseridos.

No entanto, em todos os ensaios se observa que o coeficiente de *Poisson* é aproximadamente igual a 0,5, devido ao facto de as amostras se encontrarem muito soltas e saturadas. Isto resulta em valores de V_s e V_p muito baixos e superiores a 1500 m/s, respetivamente. Denota-se também que com o aumento da percentagem de borracha os valores dos módulos tendem a reduzir o que se encontra de acordo com a bibliografia estudada e exposta no subcapítulo 2.4. Além disso, com o incremento de pressão de confinamento, os módulos aumentam pois as partículas do solo encontram-se mais confinadas e requerem maior energia para provocar o seu deslocamento.

4.4. ENSAIOS EDMÉTRICO

De forma a apresentar e analisar os dados deste resultado é necessário recorrer às expressões (4.5), (4.6) e (4.7) que representam o índice de compressibilidade, o índice de expansibilidade e o módulo edométrico, respetivamente.

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\log(\Delta \sigma'_v)} \quad (4.5)$$

$$C_s = -\frac{\Delta e}{\log(\Delta \sigma'_v)} \quad (4.6)$$

$$E_{eod} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v} \quad (4.7)$$

onde, Δe , é a variação do índice de vazios, $\Delta \sigma'_v$, é a variação de tensões verticais efetivas e $\Delta \varepsilon_v$, a variação da extensão volumétrica da amostra de argila.

A curva de compressibilidade dos ensaios elaborados encontra-se representada da Figura 4.5 à Figura 4.7 e na Tabela 20.

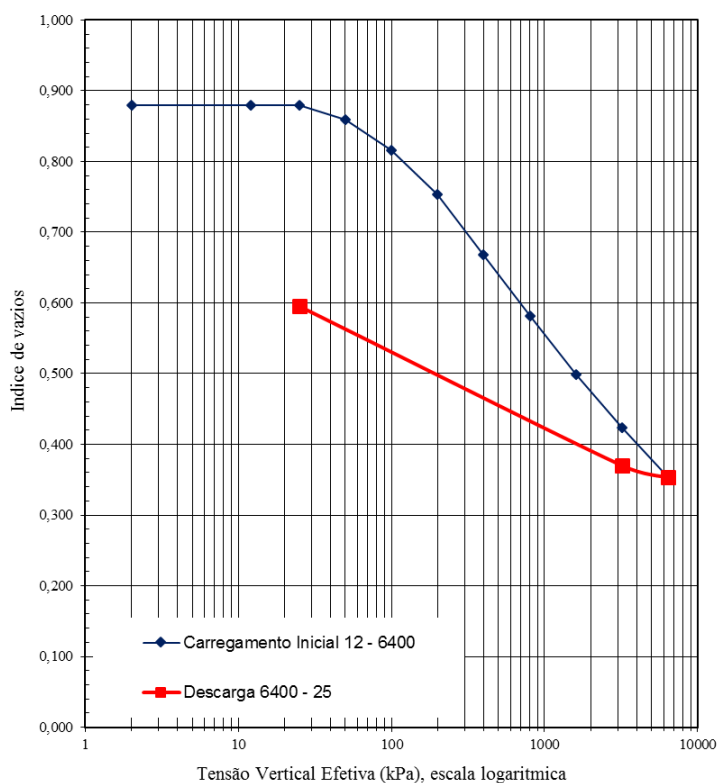


Figura 4.5 – Curva de compressibilidade da argila da Polónia sem adição de borracha

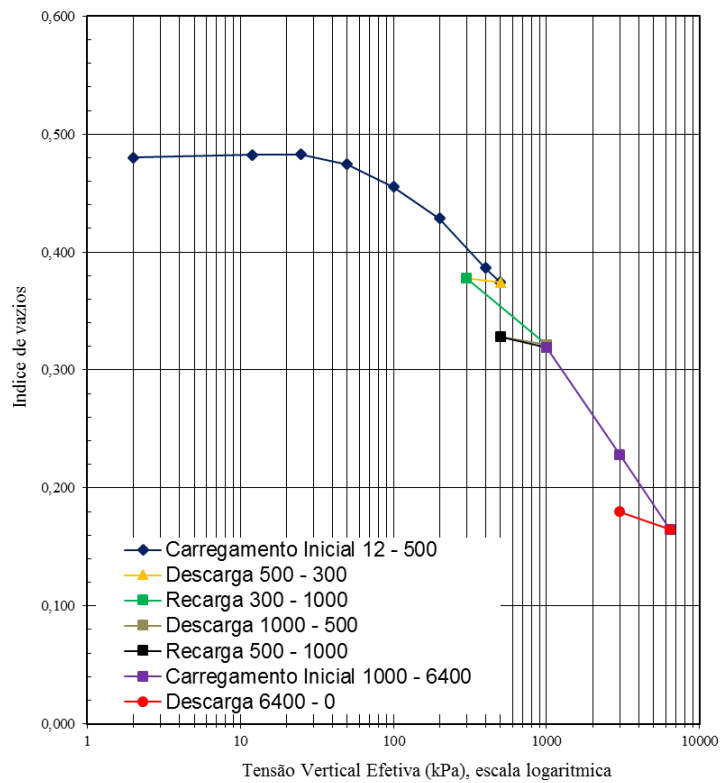


Figura 4.6 – Curva de compressibilidade da argila da Polónia com 10% de borracha adicionada

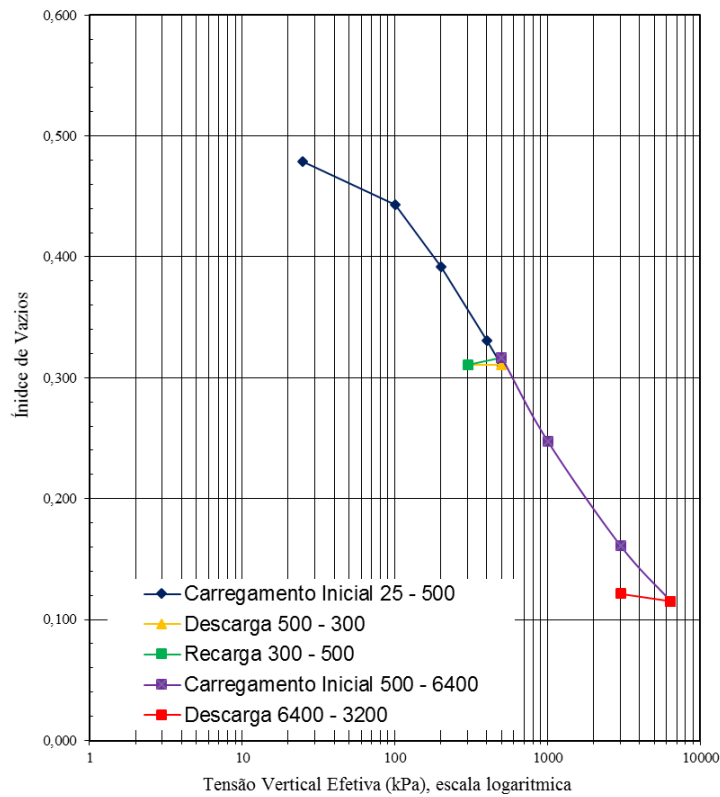


Figura 4.7 – Curva de compressibilidade da argila da Polónia com 50% de borracha adicionada

Tabela 20 – Dados obtidos do ensaio edométrico

RC_0_e			RC_10_e		RC_50_e	
σ'_v (kPa)	h (mm)	e	h (mm)	e	h (mm)	e
12	19,700	0,880	19,520	0,483		
25	19,693	0,880	19,056	0,483	19,430	0,479
50	19,481	0,879	18,950	0,475	19,325	0,471
100	19,027	0,859	18,704	0,455	18,957	0,443
200	18,371	0,816	18,359	0,429	18,291	0,392
400	17,486	0,753	17,819	0,387	17,4790	0,331
500			17,663	0,374	17,222	0,311
300			17,706	0,378	17,222	0,311
800	16,570	0,669				
1000			16,983	0,322		
500			17,069	0,328	17,301	0,317
1000			16,952	0,319	16,392	0,248
1600	15,712	0,581				
3000			15,787	0,228	15,256	0,161
3200	14,919	0,499				
6400	14,183	0,424	14,970	0,165	14,653	0,115
3200	14,358	0,353				
3000			15,160	0,180	14,733	0,121
0	16,719	0,370	17,486	0,361	18,993	0,446

Desta tabela é possível concluir que para a tensão efetiva vertical máxima de 6400 kPa se atinge uma extensão axial de 28,00% (RC_0_e), 23,31% (RC_10_e) e 24,59% (RC_50_e).

Quanto aos parâmetros C_c e C_s , estes encontram-se resumidos na Tabela 21, na qual se observa que o índice de compressibilidade reduz com o aumento da percentagem de borracha. Por outro lado, denota-se que o índice de expansibilidade aumenta para os provetes RC_10_e e RC_50_e que foram preparados com o mesmo teor em água. Este parâmetro demonstra a resiliência da amostra que, com o aumento da quantidade de borracha sofre menores deformações permanentes.

Tabela 21 – Parâmetros fornecidos pelas curvas edométricas

Ensaio	C_c	C_s
RC_0_e	0,266	0,056
RC_10_e	0,191	0,046
RC_50_e	0,117	0,120

Fazendo uma análise ao módulo edométrico, E_{ed} , optou-se por representá-lo na Figura 4.8 apenas para os incrementos de carregamento comuns aos 3 ensaios. Nesta facilmente se observa que este valor é máximo para uma mistura com 10% de borracha adicionada. Este resultado é oposto ao que seria de esperar da bibliografia estudada onde a rigidez diminui com a adição de borracha. Tal pode indicar, que os ensaios podem não ser comparáveis por foram preparados com teores de água distintos e sujeitos a um carregamento diferente.

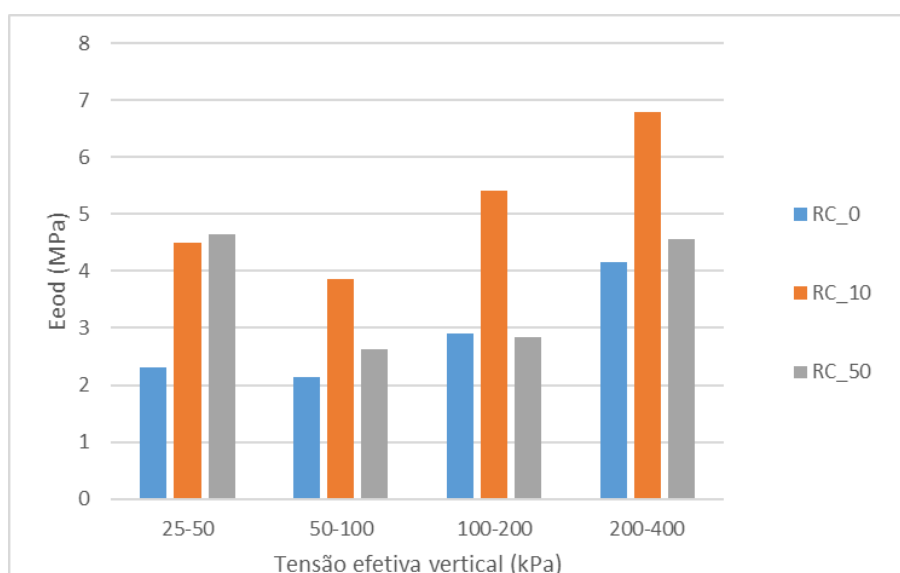


Figura 4.8 – Comparação do módulo Edométrico dos diferentes ensaios

4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

4.5.1. FASE DE MOLDAGEM

Após se calcular o teor de água inicial, w_0 , a altura, H , e o diâmetro médio, D , do provete calcula-se o volume inicial da amostra, V_0 , assim como o peso volúmico, γ , o peso volúmico seco do solo, γ_d , e o índice de vazios inicial, e_0 (Tabela 22). Note-se que estes parâmetros são ligeiramente diferentes dos que foram inicialmente definidos na Tabela 17 para o cálculo das quantidades de moldagem devido à técnica de preparação e montagem do provete e possíveis perdas de solo.

Tabela 22 – Parâmetros obtidos de cada ensaio após moldagem do provete

Ensaio	H ₀ (mm)	D ₀ (mm)	V ₀ (mm ³)	Massa (g)	w ₀ (%)	Y (kN/m ³)	Y _d (kN/m ³)	e ₀
CS_10_100_(2)	143,78	71,36	575040	822,91	4,69	14,04	13,41	0,83
CS_10_200	140,53	69,3	530060	702,01	4,845	12,99	12,39	0,98
CS_30_50	140,496	69,732	536560	650,27	4,42	11,89	11,39	0,88
CS_30_100	138,38	70,38	538250	650,28	4,00	11,85	11,40	0,85
CS_50_100	103,60	48,49	191317	189,83	2,52	9,73	9,49	0,94
CS_50_200	140,54	69,43	532089	558,98	4,51	10,31	9,86	0,87
RC_0_100	101,35	50,90	206229	402,72	25,11	19,16	15,31	0,77
RC_10_100	105,00	49,30	200706	381,11	19,20	18,63	15,63	0,63
RC_10_200	101,7	50,00	199687	374,82	19,91	18,41	15,36	0,66
RC_50_50	98,30	50,10	193784	305,89	19,02	15,49	13,01	0,46
RC_50_100	118,20	50,04	232457	370,53	18,84	15,64	13,16	0,44
RC_50_200	104,72	50,05	205988	306,80	19,06	14,61	12,27	0,55
Rubber_100	105,78	48,33	194065	118,35	2,59	5,98	5,83	0,85

4.5.2. FASES DE PERCOLAÇÃO, SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO

Visto que todas estas fases foram realizadas em condições drenadas, é expectável que os provetes sofram variações de volume e índice de vazios. Na Tabela 23 apresentam-se as dimensões do provete, índice de vazios e teor em água obtidas após o término da fase de consolidação. Para análise do estado de saturação do solo acrescentou-se os valores do Parâmetro B de Skempton assim como a velocidade das ondas P, V_p, medidos no final da saturação.

Tabela 23 – Parâmetros obtidos de cada ensaio após as fases de percolação, saturação e consolidação

Ensaio	H _c (mm)	D _c (mm)	w _c (%)	e _c	B	V _p (m/s)
CS_10_100_(2)	142,11	70,87	30,72	0,77	1,00	-
CS_10_200	137,68	68,17	30,44	0,76	1,00	-
CS_30_50	135,15	67,71	29,48	0,64	1,00	-
CS_30_100	135,00	69,03	28,99	0,63	1,00	-
CS_50_100	98,89	45,72	27,72	0,52	1,00	1848,82
CS_50_200	125,62	61,27	18,11	0,34	1,00	-
RC_0_100	100,93	50,09	27,44	0,76	1,00	-
RC_10_100	105,37	49,51	28,33	0,74	0,86	-
RC_10_200	100,58	49,42	22,98	0,6	0,83	-
RC_50_50	97,53	49,92	25,65	0,5	0,97	1706,01
RC_50_100	116,26	49,21	23,29	0,45	0,96	-
RC_50_200	102,17	48,79	23,77	0,76	0,93	-
Rubber_100	96,21	43,06	37,5	0,41	1,01	-

Observa-se que os provetes de areia e borracha tiveram uma redução do índice de vazios (compressão) ao passo que os provetes de argila tiveram um pequeno aumento durante a saturação (expansão). Naturalmente, durante a consolidação todos os provetes sofrem uma compressão e esta variação foi mais elevada quanto maior foi a pressão de confinamento efetiva aplicada. Denota-se o mesmo comportamento com o aumento da percentagem de borracha.

Quanto à velocidade das ondas P, V_p , seria de esperar, segundo a Figura 2.25, que estas fossem próximos de 1500 m/s. Nos provetes CS_50_100 e RC_50_50 verificou-se este facto o que indica que estarão completamente saturados.

Relativamente ao parâmetro B de Skempton nas areias, atingiu-se o valor de 1 em todos os ensaios realizados, o que exemplifica a facilidade de saturar este tipo de solos. Já nos ensaios com argila, este parâmetro é mais baixo o que poderá suscitar dúvidas quanto ao seu verdadeiro estado de saturação. Tal como demonstrado na Tabela 14, este poderá bastante variar com a compacidade da argila. Como se verá mais à frente, para os ensaios cíclicos expostos no subcapítulo 4.5.2, o parâmetro B foi confrontado com a velocidade das ondas P, da qual se obtiveram velocidades superiores a 1500 m/s apesar do seu valor de B ser inferior a 1.

4.5.3. FASE DE CORTE

Tal como descrito no capítulo 3.2.4.5, a fase de corte estático realiza-se a uma velocidade de 0,05 mm/min para as amostras de areia ou borracha e 0,002 mm/min para as amostras de argila. A velocidade para o corte da argila foi definida como indicado na norma CEN ISO/TS 17892-9 (2004) de forma a que os excessos de pressão neutra medidos sejam representativos de todo o provete e não apenas do local onde está ligado o transdutor de pressão BP. Para a areia, visto que a sua permeabilidade é bastante elevada, este problema não se coloca e optou-se por fazer uso da experiência adquirida no trabalho de Soares (2015). Como todos os ensaios foram efetuados em condições não drenadas, não se espera que haja variação de volume ou de índice de vazios.

De forma a proceder à apresentação dos resultados foi necessário utilizar a expressão (4.8) para se calcular a tensão de desvio de forma a traçar os gráficos que relacionam a tensão de desvio e a extensão axial, q - ϵ_a , e excesso de pressão neutra e a extensão axial, Δu - ϵ_a .

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (4.8)$$

Na Figura 4.9 representou-se, por tipo de solo, os resultados obtidos, agrupados em função da percentagem de borracha adicionada, fazendo variar a pressão de confinamento. No quadrante superior encontra-se a curva q - ϵ_a e no quadrante inferior a curva Δu - ϵ_a .

Salienta-se que a ondulação presente nas curvas do gráfico se poderá dever à variação da pressão CP, da câmara, por falta de precisão do equipamento de controlo (compressores de ar), como se verificou anteriormente na Figura 3.42.

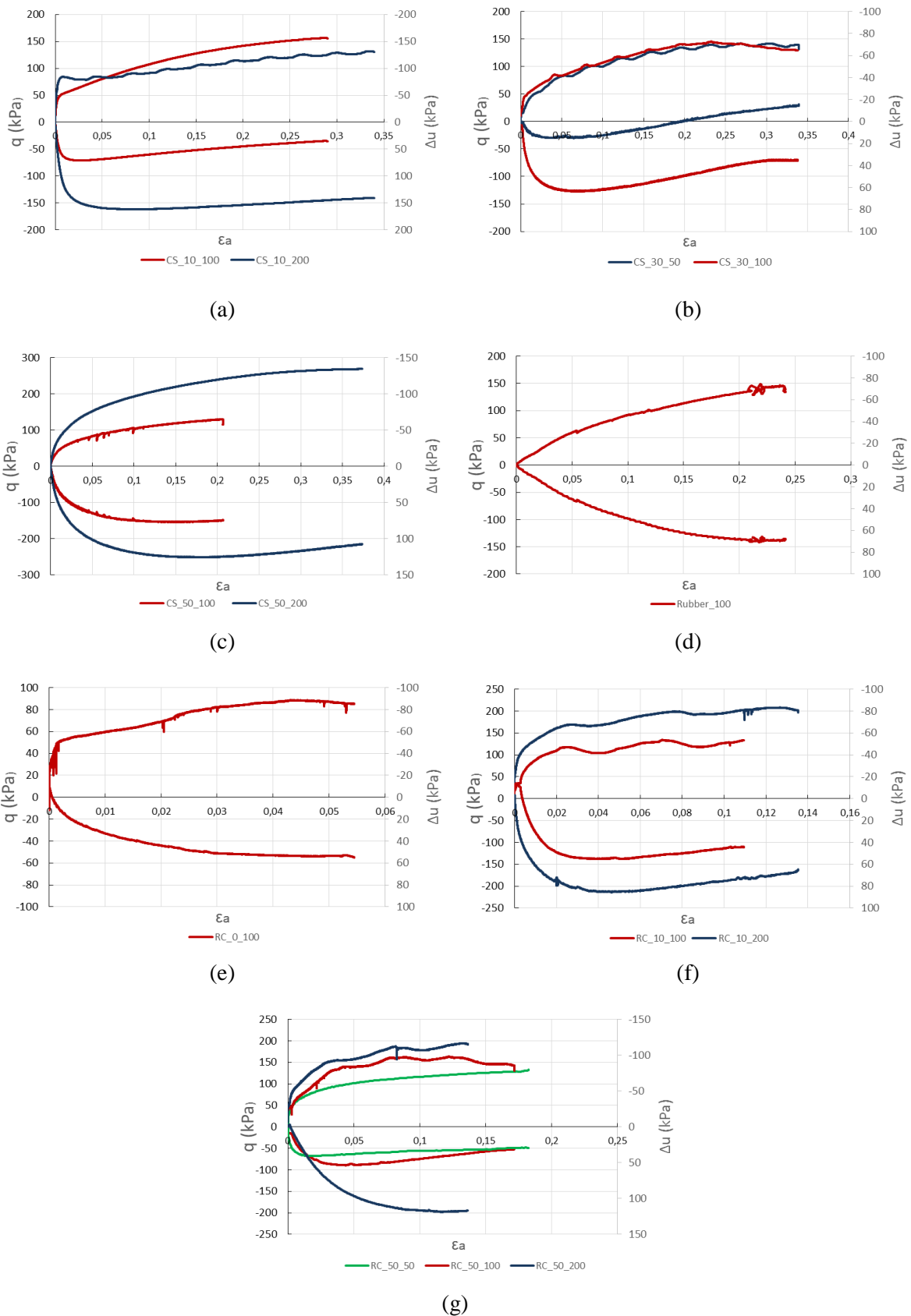
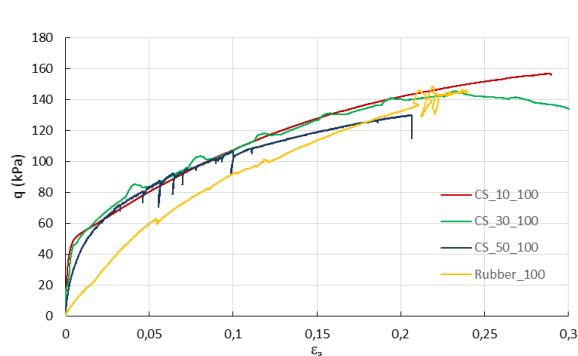


Figura 4.9 – Relação q - ϵ_a e Δu - ϵ_a dos diferentes ensaios triaxiais estáticos, agrupados segundo o tipo de solo e percentagem de borracha, fazendo variar a pressão de confinamento

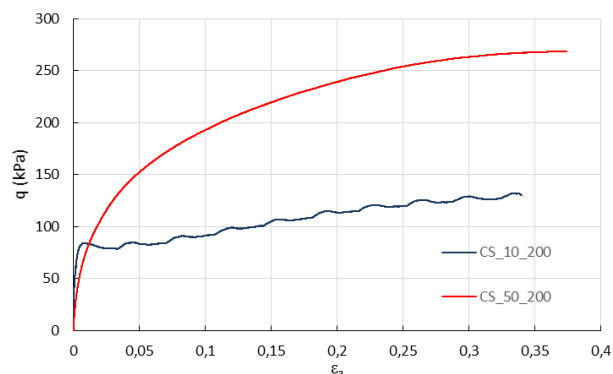
Observa-se que, para qualquer mistura, o excesso de pressão neutra aumenta com a pressão de confinamento efetiva. Já a tensão de desvio tem um comportamento variável. Seria de esperar que, com o aumento da pressão de confinamento, se atingissem valores mais elevados de resistência ao corte independentemente do tipo de solo ou mistura. Tal facto é visível em todas as amostras de argila e nos provetes de areia misturados com 50% de borracha. No entanto, nos ensaios de areia com 10% e 30% de borracha adicionada isto não se confirma.

Quanto ao ensaio Rubber_100 não se verificou uma evolução linear da tensão com o aumento da deformação do provete como na Figura 2.43, provavelmente devido à diferença de granulometria das borrachas ensaiadas.

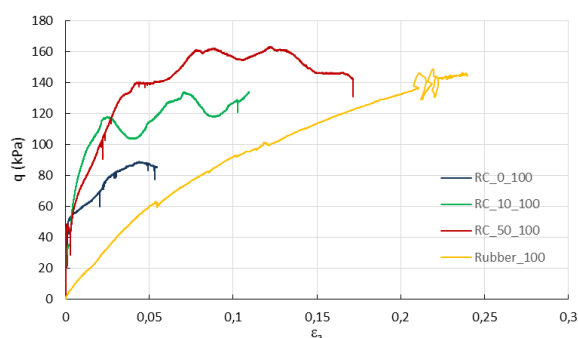
Na Figura 4.10, agrupa-se os resultados por tipo de solo e pressão de confinamento, fazendo variar a percentagem de borracha adicionada. Acrescentou-se o ensaio TX1 de Teixeira (2015), que corresponderá a um provete de areia de Coimbra, sem qualquer adição de borracha e pressão de confinamento efetivo de 50 kPa portanto, um CS_0_50, segundo a nomenclatura deste trabalho. Tal como exposto no subcapítulo 2.4 e representado na Tabela 11 é expetável que a resistência ao corte máxima se atinja para os provetes com 50% de borracha adicionada.



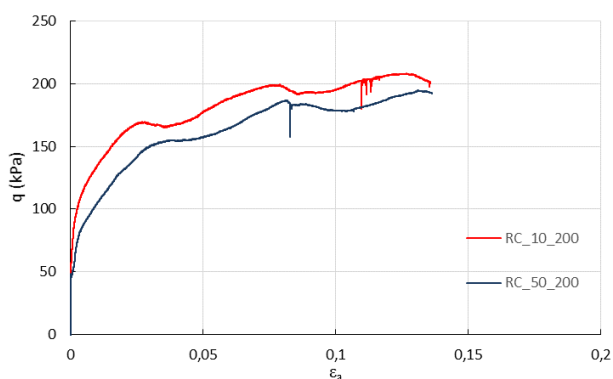
(a)



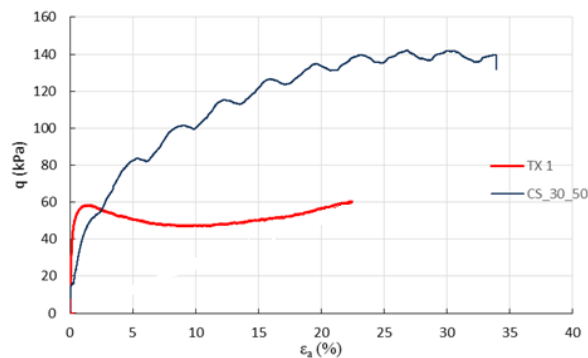
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 4.10 - Relação q - ε_a dos diferentes ensaios triaxiais estáticos, agrupados segundo o tipo de solo e pressão de confinamento, fazendo variar a percentagem de borracha

Os resultados de areia a 50 kPa e 200 kPa, e argila a 100 kPa e 200 kPa encontram-se de acordo com a bibliografia estudada, na qual se explica que com o aumento da borracha, a resistência ao corte aumenta até se atingir um valor máximo (correspondente à mistura ótima de solo-borracha). Após essa dosagem ótima, é de esperar um decréscimo na resistência ao corte.

Contrariamente aos restantes ensaios, os resultados de areia a 100 kPa, apresentaram um decréscimo de resistência ao corte com o aumento da borracha. Pode isto sugerir que a adição de 10% é suficiente para a areia de Coimbra. No entanto, estas sugestões não se verificam para as pressões de 50 kPa e 200 kPa, na qual se observa que com a adição de 50% de borracha se obtém maiores resistências ao corte.

Já nos ensaios com argila, é possível estimar que a percentagem ótima se localiza entre os 50% e os 100% visto que, para todas as pressões de confinamento estudadas, as misturas de argila com 50% de borracha apresentaram resistência ao corte mais elevada que o solo natural e que as misturas com 10% e 100% de borracha (este último corresponderá ao provete Rubber_100).

Sendo assim, pode-se concluir que para estimar a percentagem ótima seriam necessários mais ensaios, às mesmas pressões de confinamento, com percentagens mais elevadas, entre os 50% e os 100%, para calcular quando ocorre o decréscimo de resistência.

A resistência ao corte máxima só se observa na amostra CS_30_100, correspondente sensivelmente a 140 kPa. Este valor é mais elevado que o resultado obtido por Abreu (2012) em provetes de areia de Coimbra, à mesma pressão de confinamento, na qual se atingiram apenas 47 kPa de resistência ao corte máxima.

4.6. ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

4.6.1. FASE DE MOLDAGEM

De forma semelhante ao capítulo 4.5.1, apresenta-se na Tabela 24 os parâmetros obtidos de cada ensaio após a moldagem dos provetes para os ensaios triaxiais cíclicos.

Tabela 24 - Parâmetros obtidos de cada ensaio após moldagem do provete

Ensaio	H ₀ (mm)	D ₀ (mm)	V ₀ (mm ³)	Massa (g)	w ₀ (%)	Y (kN/m ³)	Y _d (kN/m ³)	e ₀
CS_10_50_(1)	107,90	48,90	202632	265,33	4,56	12,85	12,29	0,99
CS_10_50_(2)	130,25	70,95	514893	781,63	4,13	14,89	14,30	0,71
CS_10_50_(3)	130,31	69,11	488821	744,61	8,40	14,94	13,79	0,78
CS_10_100_(1)	143,78	71,36	575040	822,91	4,69	14,04	13,41	0,83
CS_50_50_(1)	105,31	47,61	187480	189,83	3,44	9,93	9,60	0,92
CS_50_50_(2)	127,9	70,12	493906	563,41	4,59	11,19	10,70	0,72
RC_0_50	104,42	49,84	203718	397,82	18,80	19,16	16,13	0,68
RC_10_50	106,32	50,02	208926	387,52	18,28	18,20	15,38	0,66
Rubber_50	101,17	48,08	183684	107,82	2,22	5,76	5,63	0,92

4.6.2. FASES DE PERCOLAÇÃO, SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO

Em seguida, expõe-se a Tabela 25, na qual se pode observar que, à semelhança do que ocorre nos provetes estáticos, as amostras de areia e borracha sofrem de redução no índice de vazios. Esta é mais acentuada com o aumento da pressão de confinamento efetiva e com a percentagem de borracha. Verifica-se também que, nas argilas, para valores de B inferiores a 1 a velocidade da onda P, V_p, é superior a 1500 m/s, o que comprova que se encontram saturadas completamente.

Tabela 25 – Parâmetros obtidos de cada ensaio após as fases de percolação, saturação e consolidação

Ensaio	H _c (mm)	D _c (mm)	w _c (%)	e _c	B	V _p (m/s)
CS_10_50_(1)	106,98	48,50	32,26	0,81	1,00	1902,76
CS_10_50_(2)	130,07	70,83	23,93	0,60	1,00	-
CS_10_50_(3)	129,92	68,96	27,88	0,70	1,00	-
CS_10_100_(1)	140,95	70,33	30,72	0,77	1,00	1846,94
CS_50_50_(1)	102,80	46,29	37,72	0,71	1,00	1819,41
CS_50_50_(2)	125,70	68,69	32,15	0,60	1,00	-
RC_0_50	101,48	50,07	26,02	0,72	0,94	1695,04
RC_10_50	106,98	48,50	18,84	0,49	0,90	1637,94
Rubber_50	96,36	45,35	37,38	0,41	0,97	1616,31

4.6.3. FASE DE CORTE

Os ensaios triaxiais cíclicos requerem uma interpretação mais elaborada que os monotónicos e foi necessário fazer uma distinção entre a interpretação dos resultados provenientes da câmara triaxial *Stress-Path* e da câmara triaxial cíclica. Na primeira, foram realizados ciclos de compressão-

descompressão, na qual se observou um acréscimo de deformação com o decorrer do ensaio. Já no segundo, foram realizados ciclos de compressão-extensão, na qual resultam deformações centradas na origem, sem um acréscimo evidente da deformação permanente ao longo do ensaio. Sendo assim, foi necessário expor os resultados em gráficos com variáveis distintas.

Na sua generalidade os escalões de carga seguem a sugestão da norma, na qual se duplica a carga a cada 10 ciclos. Na Tabela 26 representa-se um esquema dos ciclos aplicados nalguns ensaios. Alerta-se que a amplitude de cada escalão deverá ser ponderada de forma a acautelar o problema exposto nas Figura 3.67 e Figura 3.68.

Tabela 26 – Planeamento dos escalões de carga

Escalão de Carga	<i>Stress-Path</i>		Cíclica	
	Carga Inicial (N)	Carga Final (N)	Carga Inicial (N)	Carga Final (N)
1	3	6	-3	3
2	6	12	-6	6
3	12	24	-12	12
4	24	48	-24	24
5	48	96	-48	48
6	96	192	-96	96
7	192	384	-192	192
8	384	768	-384	384
9	768	1536	-768	768

Relativamente à câmara triaxial *Stress-Path*, calculou-se o módulo de distorção e o coeficiente de amortecimento para o 5º e 10º ciclo de cada escalão de carga, com as equações (4.9) e (4.10) sugeridas na norma JGS 0542-2000 (JGS, 2000).

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (4.9)$$

$$D = \frac{A_{loop}}{2\pi A_{\Delta}} \quad (4.10)$$

Na qual as variáveis estão descritas nas equações (4.11), (4.12), (4.13) e (4.14) e na Figura 4.11.

$$A_{loop} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (\tau_i - \tau_{i+1}) \cdot (\gamma_i + \gamma_{i+1}) \quad (4.11)$$

$$\gamma = 1,5 \cdot \varepsilon_a \quad (4.12)$$

$$\tau = 0,5 \cdot q \quad (4.13)$$

$$A_{\Delta} = \frac{\Delta \tau \cdot \Delta \gamma}{4} \quad (4.14)$$

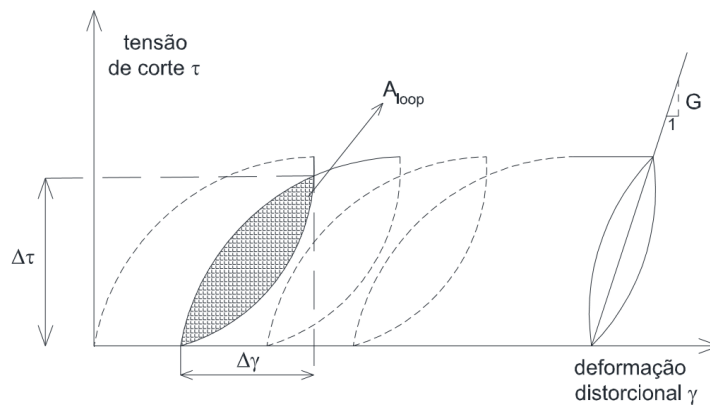


Figura 4.11 – Definição das variáveis para cálculo do módulo de distorção e coeficiente de amortecimento (Rios *et al.*, 2016)

Para os ensaios na câmara triaxial cíclica foi necessário utilizar as expressões (4.9) e (4.10), sugeridos na mesma norma, na qual $(\varepsilon_a)_{SA}$ corresponde à extensão histerética de cada ciclo, em percentagem, e E_{eq} ao módulo de deformabilidade equivalente, em MN/m².

$$(\varepsilon_a)_{SA} = \frac{\Delta L}{2H_n} \times 100 \quad (4.15)$$

$$E_{eq} = \frac{\sigma_d}{(\varepsilon_a)_{SA}} \frac{1}{10} \quad (4.16)$$

onde, ΔL , é o dobro da amplitude de deformação axial do provete durante o ciclo, em cm, H_n , a altura do provete no início de cada ciclo, em cm, e σ_d , a tensão de desvio de cada ciclo, em kPa.

Um problema comum em ambos os ensaios foi a falta de precisão da instrumentação interna para deformações na ordem dos 10^{-5} . Com o decorrer do ensaio, a amplitude dos escalões de carga é maior, o que origina deformações no provete mais elevadas e uma maior definição dos ciclos. Na Figura 4.12 fez-se uma comparação de dois ciclos de carga obtidos de dois escalões de carregamento diferentes, tanto na câmara triaxial *Stress-Path* como na câmara triaxial cíclica.

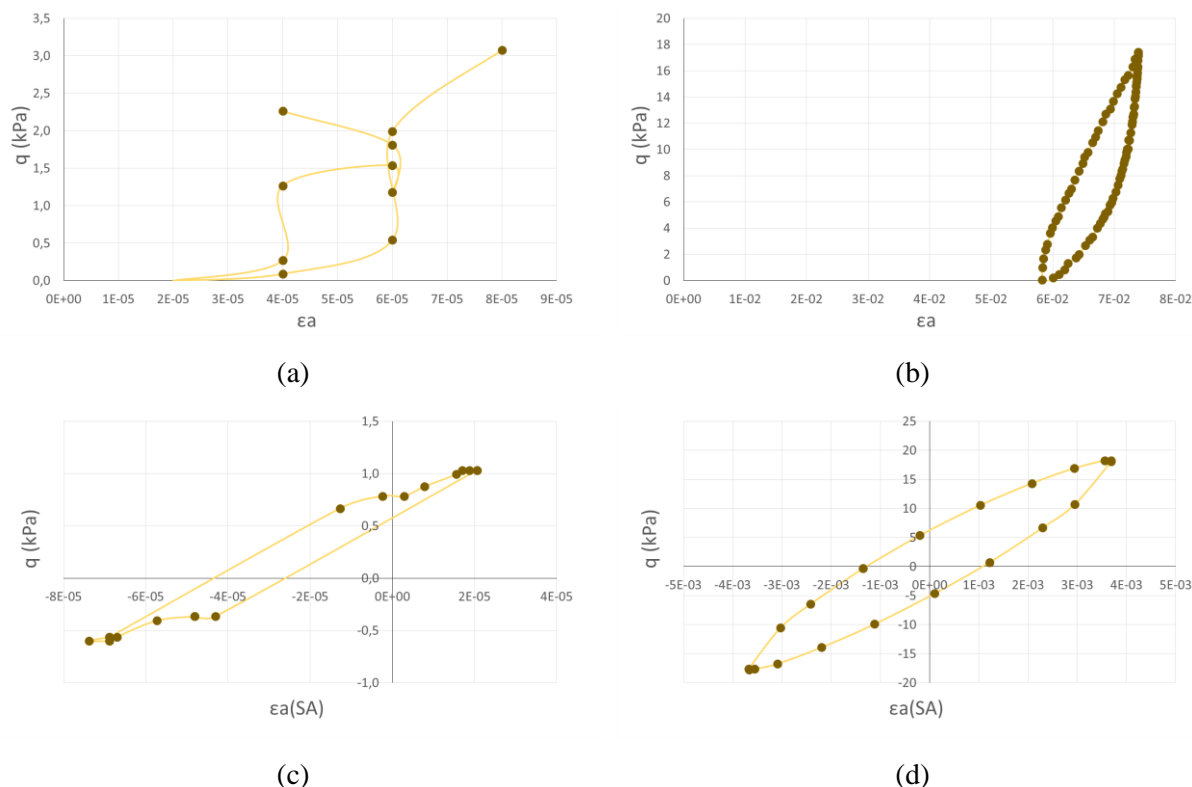


Figura 4.12 – Comparação de dois ciclos de carga para dois escalões de carregamento distintos: (a) e (b), na câmara triaxial *Stress-Path*, para o 5º ciclo do 1º e 5º escalão, respetivamente; (c) e (d), na câmara triaxial cíclica, para o 5º ciclo do 1º e 8º escalão, respetivamente

Logicamente esta falta de precisão nos primeiros escalões dificulta o cálculo do coeficiente de amortecimento, pelo que se optou por apresentar os resultados dos ciclos com maior definição, como o representado na Figura 4.13.

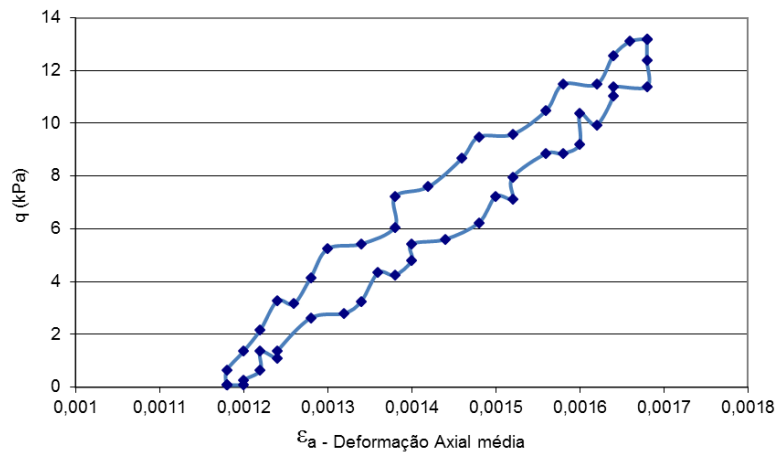
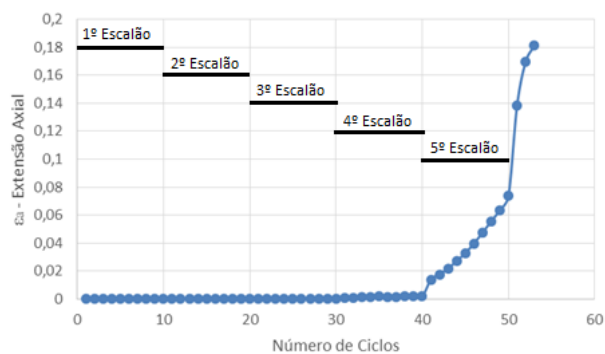
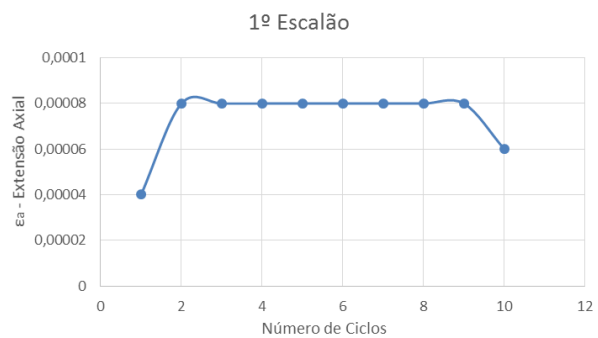


Figura 4.13 – Ciclo com definição suficiente para cálculo do coeficiente de amortecimento e do módulo de distorção

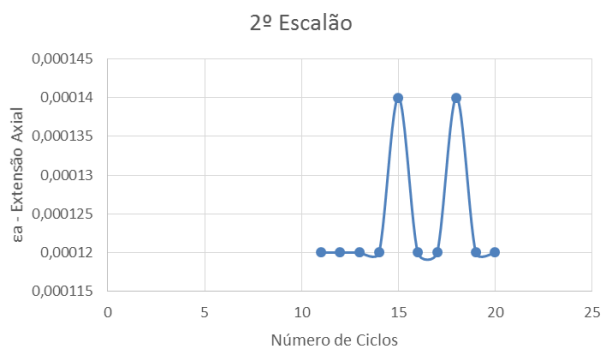
Pela bibliografia estudada de Kokusho (1980), espera-se que os resultados não sejam independentes do número de ciclos de cada escalão de carga. Na Figura 4.14 representa-se a evolução da extensão axial de um provete em função dos ciclos efetuados.



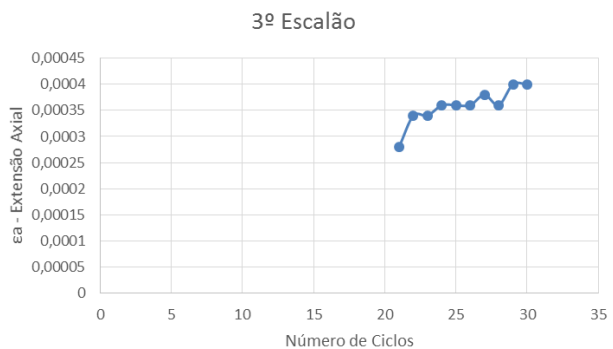
(a)



(b)



(c)



(d)

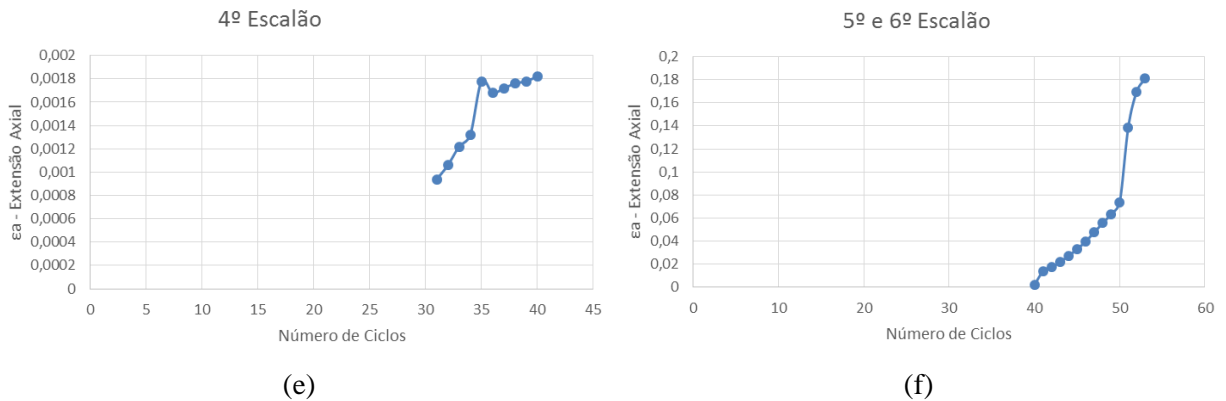


Figura 4.14 – Evolução da extensão axial do ensaio CS_10_50_(1) com o número de ciclos

Como se pode observar, para cada escalão de carga o número de ciclos provoca um aumento da deformação permanente na amostra e consequentemente, provocará uma redução no módulo de distorção e um aumento do coeficiente de amortecimento. Significa isto que, para cada escalão de carga, se espera um aumento da deformação e do coeficiente de amortecimento entre o 5º e o 10º Ciclo e uma redução do módulo de distorção. Evoluções semelhantes foram observadas em todos os ensaios efetuados tanto na câmara triaxial *Stress-Path* como na câmara triaxial cíclica.

4.6.3.1. Curvas de degradação do módulo de distorção e curvas do coeficiente de amortecimento

Nos seguintes parágrafos procede-se à apresentação das curvas $G-\gamma$ e $D-\gamma$ que resultaram dos ensaios triaxiais não drenados. A vermelho encontram-se os resultados do coeficiente de amortecimento, D , e a preto os resultados do módulo de distorção, G . Optou-se por acrescentar à curva $G-\gamma$ o módulo de distorção máximo, G_0 , dos ensaios em que se mediu a velocidade de ondas sísmicas, estando este ponto representado a verde.

Começando a análise com o ensaio CS_10_100_(1), salienta-se que este foi efetuado num câmara triaxial convencional e que os ciclos de compressão-descompressão foram efetuados manualmente seguindo os escalões de carga planeados para a câmara triaxial *Stress-Path* e dispostos na Tabela 26. Na Figura 4.15 esquematiza-se os resultados obtidos com recurso ao método de cálculo previsto para os ensaios efetuados na câmara triaxial *Stress-Path*.

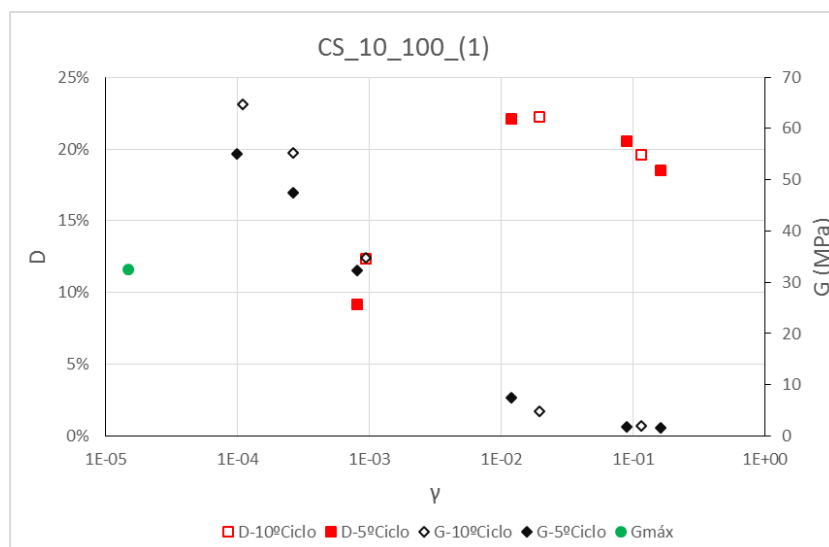


Figura 4.15 - Curva G-γ e D-γ do ensaio triaxial CS_10_100_(1)

Acrescentando o G_0 , medido com as ondas sísmicas, verifica-se que este ponto não se enquadra com a restante curva G-γ. Tal pode-se dever a uma medição errada da velocidade das ondas sísmicas, ou seja, no caso em que se efetue uma aquisição com má qualidade da onda emitida e recebida, a avaliação do tempo de chegada torna-se ainda mais subjetiva e suscetível a erro. Esta diferença pode também ser resultado do facto de os escalões terem sido efetuados manualmente o que acarreta mais inércia no sistema. Quanto à curva D-γ, denota-se uma falha de pontos para a caraterizar devidamente. Nos últimos ciclos observa-se uma ligeira redução do coeficiente de amortecimento.

Da Figura 4.16 à Figura 4.20 representou-se as curvas G-γ e D-γ dos ensaios triaxiais não drenados efetuados na câmara triaxial *Stress-Path*.

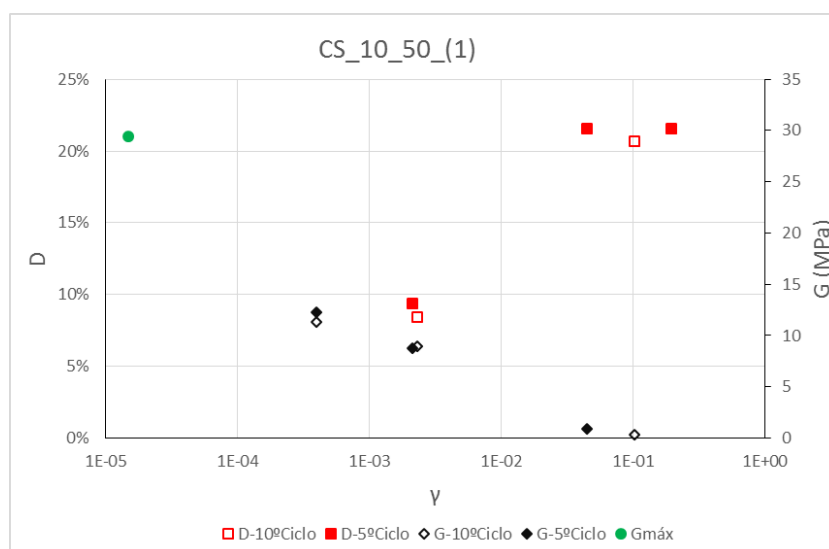


Figura 4.16 – Curva G-γ e D-γ do ensaio triaxial CS_10_50_(1)

Neste ensaio observa-se claramente o “intervalo sombra”, que dificulta uma avaliação da curva D-γ. De forma a obter mais pontos seria necessário efetuar escalões de carga intermédios. Quanto ao

primeiro ponto, a verde, este provém dos resultados das ondas sísmicas e nota-se que se encaixa corretamente com a restante curva G- γ .

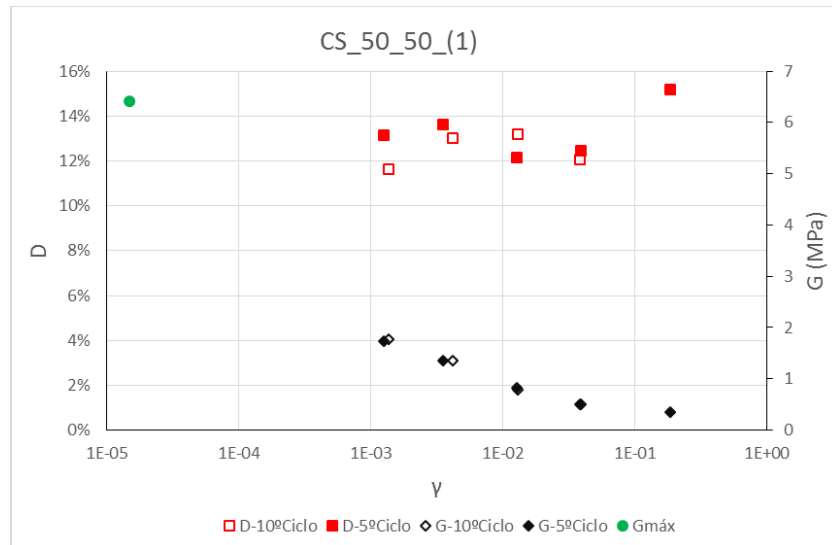


Figura 4.17 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial CS_50_50_(1)

Quanto a este ensaio observa-se um bom enquadramento da curva G- γ com o valor G_0 calculado pelas ondas sísmicas. Ambas as curvas contêm bastantes pontos que caracterizam bem a evolução dos parâmetros com a distorção. A evolução do coeficiente de amortecimento é praticamente constante, com um valor aproximado de 13%. Tal deve-se à elevada quantidade de borracha presente na mistura.

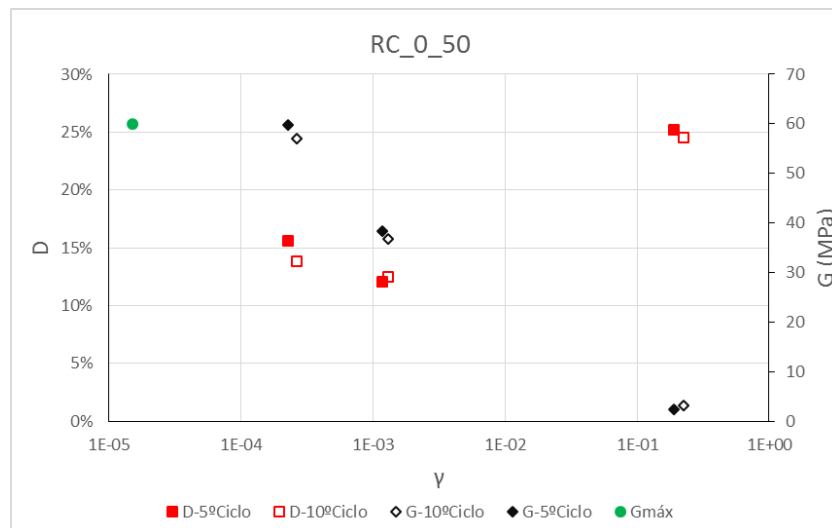


Figura 4.18 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial RC_0_50

Neste ensaio, assiste-se novamente a um bom enquadramento entre o G_0 com a restante curva e a um “intervalo sombra” que dificulta a caracterização da curva D- γ .

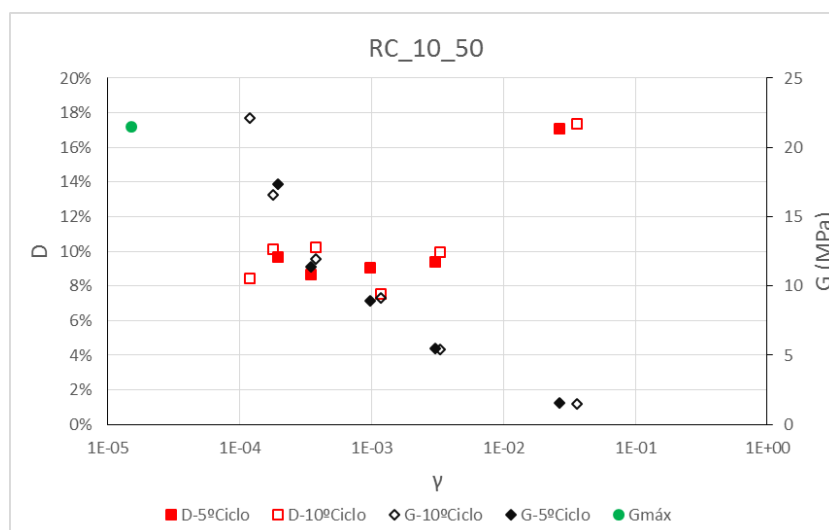


Figura 4.19 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial RC_10_50

Pela análise do gráfico consegue-se concluir que a curva de degradação do módulo de distorção se enquadra com o módulo de distorção inicial facultado pela medição das ondas sísmicas. Quanto à curva do coeficiente de amortecimento nota-se que esta tem um comportamento praticamente constante, com valor aproximado de $D=9\%$, ao longo de vários escalões de carga. Só no escalão onde se deu a rotura é que este valor aumentou consideravelmente.

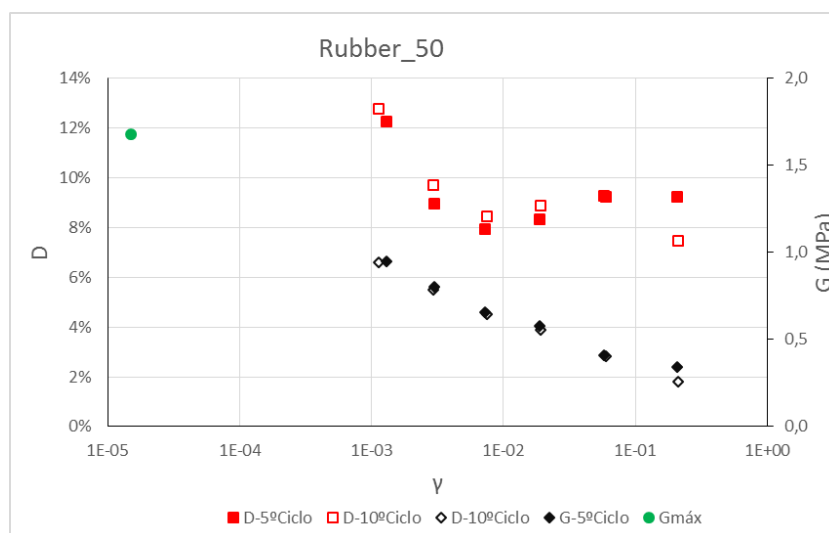


Figura 4.20 - Curva G- γ e D- γ do ensaio triaxial Rubber_50

Finalmente, no provete Rubber_50 nota-se uma evolução constante do coeficiente de amortecimento, com um valor aproximado de $D=9\%$. Além disso, observa-se uma evolução linear na curva de degradação do módulo de distorção, com $G_0=1,68$ MPa. Este resultado é semelhante ao exposto na Figura 2.40, na qual foi obtido um coeficiente de amortecimento de 6% e um módulo de distorção de

cerca de 1,20 MPa para uma pressão de confinamento de 69 kPa. A única distinção entre as duas borrachas utilizadas é a granulometria, sendo que neste trabalho se utilizou material mais fino. Além disso, observa-se na Figura 4.21 que a curva de coeficiente de amortecimento da borracha coincide com a obtida por Pinto (2016), onde o parâmetro dinâmico foi calculado pela medição das ondas sísmicas deste mesmo provete.

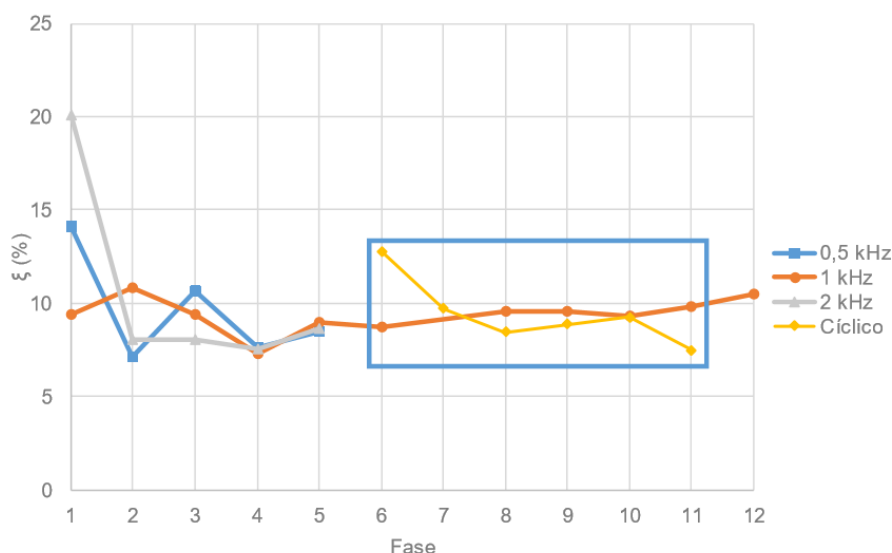


Figura 4.21 - Variação do coeficiente de amortecimento ao longo das diferentes fases de um ensaio triaxial cíclico numa câmara *Stress-Path* (Pinto, 2016)

Em todos os ensaios se observou um aumento do coeficiente de amortecimento e uma redução do módulo de distorção com a deformação do provete. Nalguns casos verifica-se que quando o provete se aproxima da rotura existe uma ligeira redução do coeficiente de amortecimento. Neste ponto suspeita-se que os valores obtidos não são representativos da realidade e que esta redução se deve à completa plastificação do provete. De salientar que qualquer ligeiro decréscimo inicial do coeficiente de amortecimento se deve à definição da própria histerese, como se explicou anteriormente na Figura 4.13.

De forma semelhante, representou-se na Figura 4.23 a Figura 4.25 os ensaios efetuados na câmara triaxial cíclica, da qual resultaram os gráficos $E_{eq}-(\epsilon_a)_{SA}$ e $D-(\epsilon_a)_{SA}$. O ensaio CS_10_50_(3) encontra-se representado pelas curvas $G-\gamma$ e $D-\gamma$ pois, por erro, foi efetuado totalmente em extensão e permitiu o cálculo dos parâmetros pela metodologia exposta na Figura 4.11. Este erro foi consequência da aplicação de uma sucção com pressão demasiado elevada, entre a borracha representada na Figura 3.48, e o êmbolo de carga, o que provocou uma tração inicial na amostra. Na Figura 4.22, representou-se a trajetória de tensões $q-p'$ deste ensaio na qual se pode observar que o corte foi efetuado com extensão progressiva do provete.

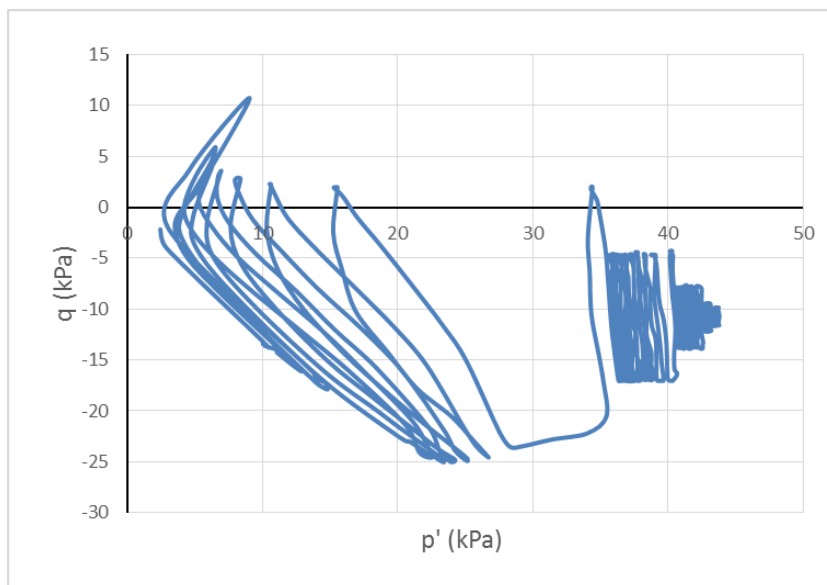


Figura 4.22 – Trajetória de tensões q-p' do ensaio triaxial cíclico CS_10_50_(3)

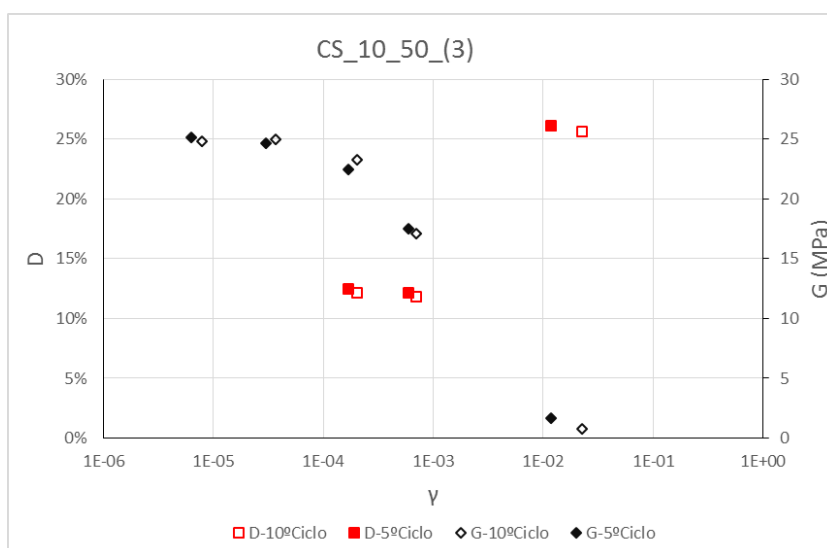


Figura 4.23 - Curva G-γ e D-γ do ensaio triaxial CS_10_50_(3)

Uma breve comparação deste gráfico com o da Figura 4.16 permite concluir que a curva de degradação do módulo de distorção é ligeiramente diferente, embora o valor para distorções inferiores a 10^{-4} ser semelhante e próximo dos 27 MPa. Quanto à curva de amortecimento esta encontra-se mal caracterizada em ambos os casos devido à falta de pontos. No entanto pode-se observar que no ensaio CS_10_50_(1) o coeficiente de amortecimento aumenta para cerca de 23% para valores de distorção da ordem dos 5×10^{-2} , ao passo que, no ensaio CS_10_50_(3) o aumento se dá para os 25% a uma distorção de 1×10^{-2} . Estas diferenças poderão ser explicadas no facto de o ensaio CS_10_50_(1) ter sido realizado em compressão-descompressão e o ensaio CS_10_50_(3) em extensão-alívio. É de salientar que os ensaios CS_10_50_(1) e CS_10_50_(3) foram realizados em câmaras triaxiais distintas e que o seu índice de vazios é mais elevado que o CS_10_50_(2) que a seguir se apresenta.

Disto resulta que os dois primeiros provetes se encontrem soltos ao passo que o último se encontre compacto.

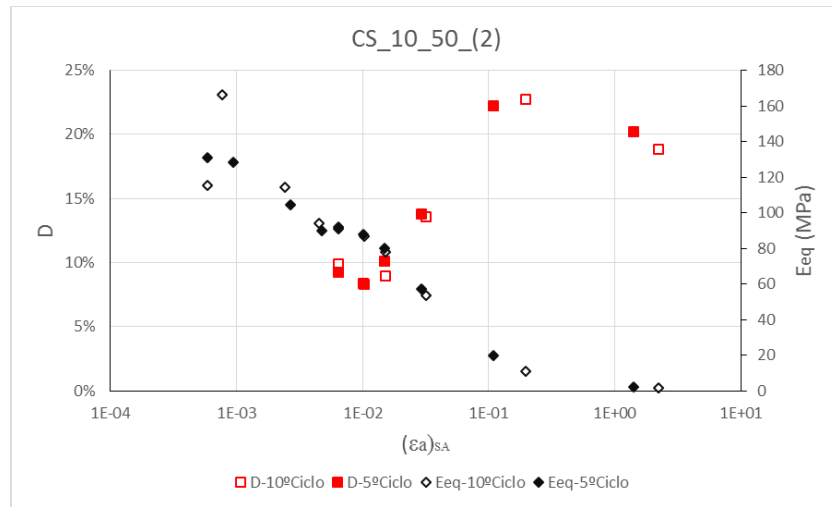


Figura 4.24 - Curva $E_{eq}-(\epsilon_a)_{SA}$ e $D-(\epsilon_a)_{SA}$ do ensaio triaxial CS_10_50_(2)

Neste ensaio, CS_10_50_(2), observa-se que a curva do módulo de deformabilidade equivalente se encontra muito bem definida devido à quantidade de escalões efetuados. Quanto à curva do coeficiente de amortecimento, esta é semelhante à obtida no ensaio CS_10_50_(1), na medida em que os valores D_{min} e $D_{máx}$ são semelhantes. Relembra-se que este ensaio se encontra num estado compacto, o que resulta num maior módulo de distorção quando comparado com os ensaios CS_10_50_(1) e CS_10_50_(3).

Finalmente, para o ensaio CS_50_50_(2) pode-se salientar que ambas as curvas se encontram bem definidas e caracterizadas. Comparando com o ensaio CS_50_50_(1), preparado com um índice de vazios mais elevado, a curva de amortecimento não mantém uma configuração constante com o aumento da deformação.

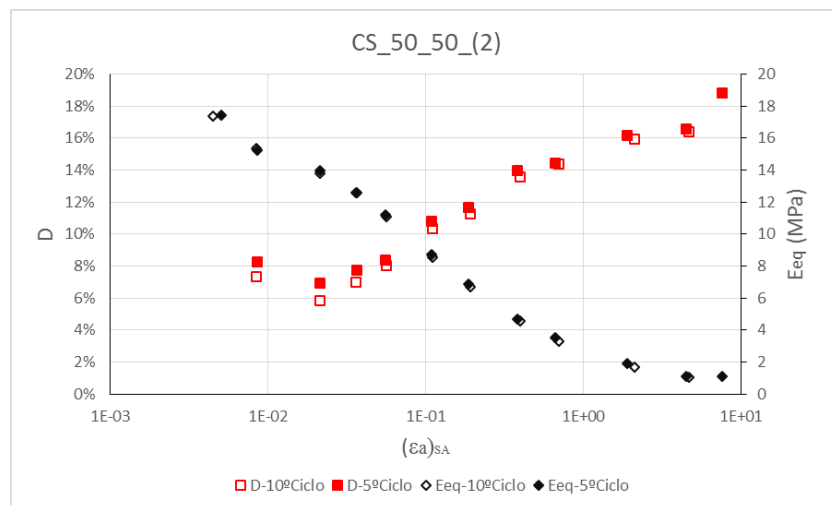


Figura 4.25 - Curva $E_{eq}-(\epsilon_a)_{SA}$ e $D-(\epsilon_a)_{SA}$ do ensaio triaxial CS_50_50_(2)

Observa-se, tanto nos resultados da câmara triaxial *Stress-Path* como da câmara triaxial cíclica, que o coeficiente de amortecimento máximo não ultrapassa os 25%. Este resultado vai de encontro ao $D_{\text{máx}}$ esperado de 30%, exposto no capítulo 2.2.2. Já os valores mínimos rondam os 10%, o que pode dever-se à adição de borracha, que já se concluiu ter um $D=9\%$. Estes valores também podem ser justificados pela falta de precisão dos equipamentos, ou seja, para muito pequenas deformações pode-se estar a medir o amortecimento do próprio sistema. Seriam necessários ensaios em colunas ressonantes de forma a avaliar corretamente o parâmetro para deformações da ordem dos 10^{-6} a 10^{-4} . Outra alternativa, seria o uso de *bender elements* tal como efetuado no trabalho de Pinto (2016). Infelizmente, a aquisição da onda emitida e recebida não permite uma avaliação fiável destes parâmetros, embora se espere ter novos resultados no futuro. Além disso, pode-se concluir que os resultados na câmara triaxial cíclica são de melhor qualidade que os obtidos pela câmara triaxial *Stress-Path* e representam melhor a evolução dos parâmetros dinâmicos durante o corte. Apesar da sua maior complexidade o autor sugere a utilização deste equipamento face à câmara triaxial *Stress-Path*, visto que os dados são mais fiáveis e rápidos de avaliar com folhas de cálculo apropriadas.

5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1. EFEITO DA BORRACHA NOS PARÂMETROS DINÂMICOS DO SOLO

Analisando agora os resultados das curvas de degradação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento obtidos por tipo de solo, fez-se variar a percentagem de borracha, mantendo constante a pressão de confinamento. A seguinte Figura 5.1 e Figura 5.2 representam a comparação das curvas $D-\gamma$ e $G-\gamma$ para as amostras de argilas, respetivamente.

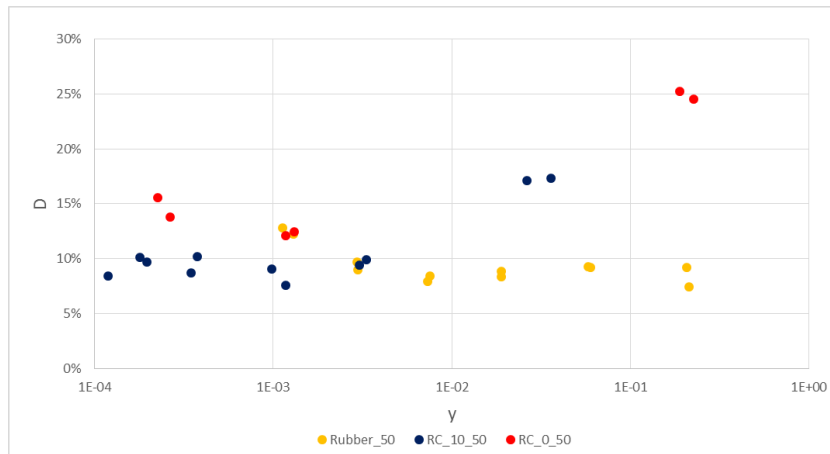


Figura 5.1 – Comparação da curva $D-\gamma$ em função da percentagem de borracha, para as amostras de argila

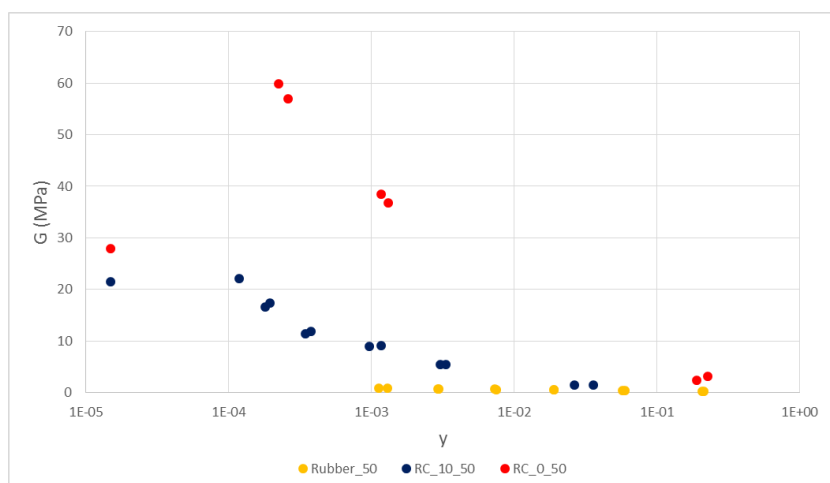


Figura 5.2 - Comparação da curva $G-\gamma$ em função da percentagem de borracha, para as amostras de argila

Aparentemente com o aumento da percentagem de borracha ambas as curvas tendem a tornar-se mais lineares e a igualar os resultados do provete de borracha, Rubber_50. Se na curva D- γ , a pouca quantidade de pontos impede uma avaliação fiável do efeito da borracha, na curva G- γ , é evidente a consequência da sua adição à argila da Polónia, com uma redução significativa no módulo de distorção. Na Figura 5.3 e Figura 5.4 compara-se as curvas D- γ e G- γ para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial *Stress-Path*, respetivamente.

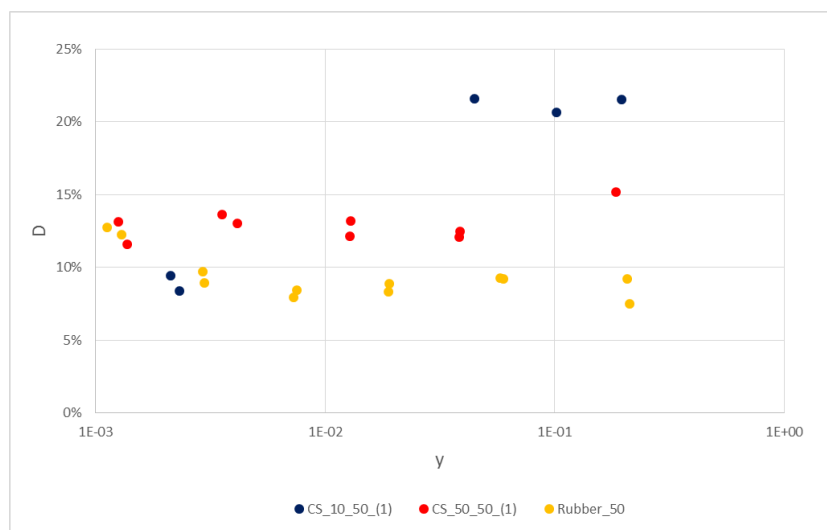


Figura 5.3 - Comparação da curva D- γ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial *Stress-Path*

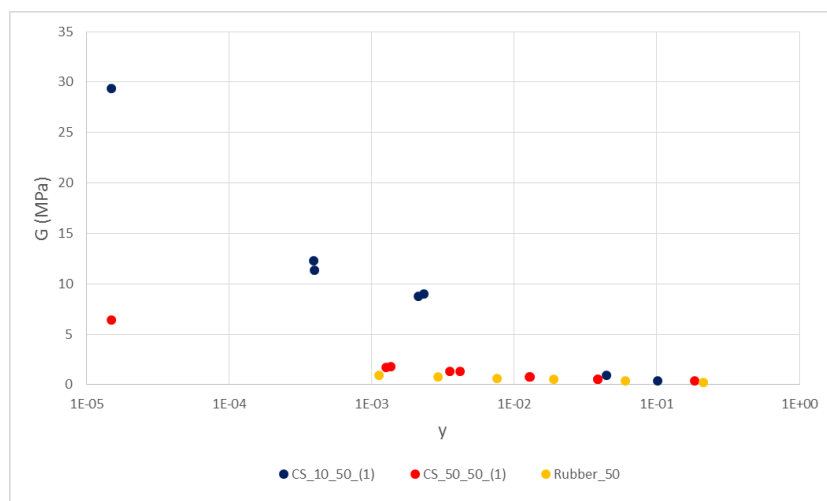


Figura 5.4 - Comparação da curva G- γ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial *Stress-Path*

Para este caso, também se observa um decréscimo nos valores do módulo de distorção, assim como uma tendência para uma maior linearização com o aumento da percentagem de borracha. Quanto ao coeficiente de amortecimento, este aparenta reduzir ligeiramente.

Na Figura 5.5 e Figura 5.6 compara-se as curvas $D-(\epsilon_a)_{SA}$ e $E_{eq}-(\epsilon_a)_{SA}$, respectivamente, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial cíclica.

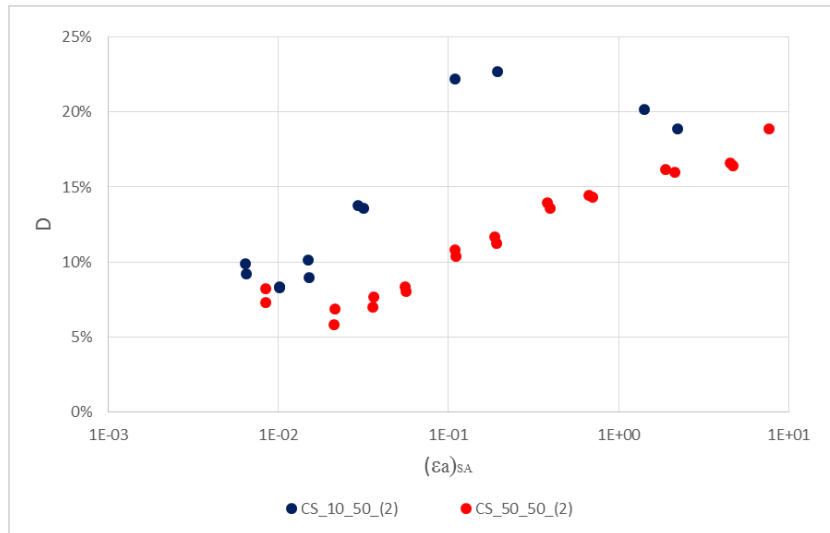


Figura 5.5 - Comparação da curva $D-(\epsilon_a)_{SA}$ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial cíclica

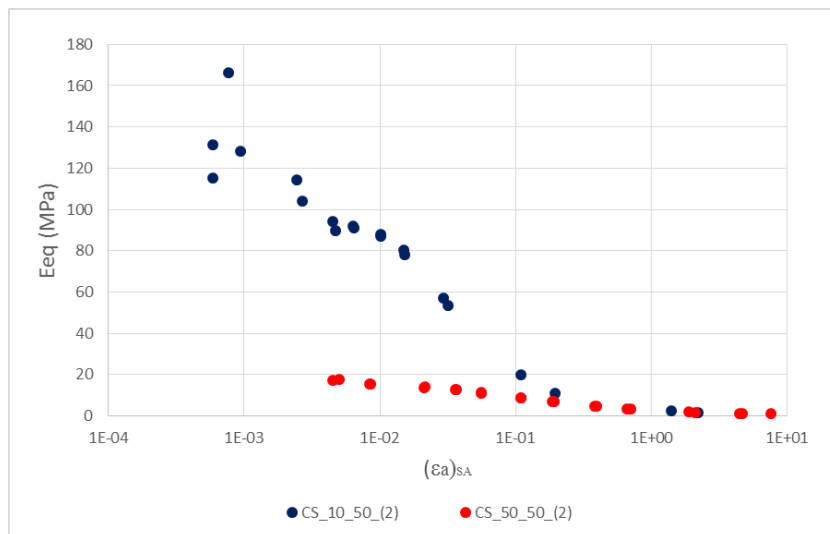


Figura 5.6 - Comparação da curva $E_{eq}-(\epsilon_a)_{SA}$ em função da percentagem de borracha, para as amostras de areia ensaiadas na câmara triaxial cíclica

Esta comparação permite verificar que a adição de borracha reduz os valores de coeficiente de amortecimento e módulo de deformabilidade equivalente, o que é o oposto da bibliografia estudada, onde se esperaria um aumento do coeficiente de amortecimento com a borracha. Novamente se observa a tendência das curvas se tornarem lineares com o aumento da percentagem de borracha.

Finalmente, na Figura 5.7 e Figura 5.8 procura-se comparar as curvas $D-\gamma$ e $G-\gamma$, respetivamente, de duas amostras de areia com 10% borracha a diferentes pressões de confinamento. Optou-se por utilizar o ensaio CS_10_50_(1) efetuado na câmara triaxial *Stress-Path* e o ensaio CS_10_100_(1) efetuado numa câmara triaxial convencional manualmente. Reconhece-se que a mesma análise poderia ser feita utilizando o ensaio CS_10_50_(3), realizado na câmara triaxial cíclica em extensão, ao invés de CS_10_50_(1). No entanto, procurou-se comparar dois provetes com ciclos de compressão-descompressão e os mesmos escalões de carga.

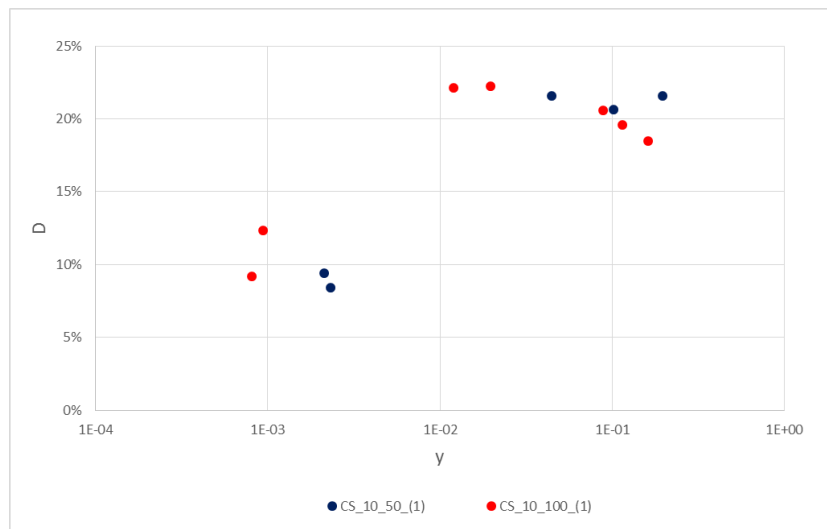


Figura 5.7 - Comparação da curva $D-\gamma$ em função da pressão de confinamento, para as amostras de areia

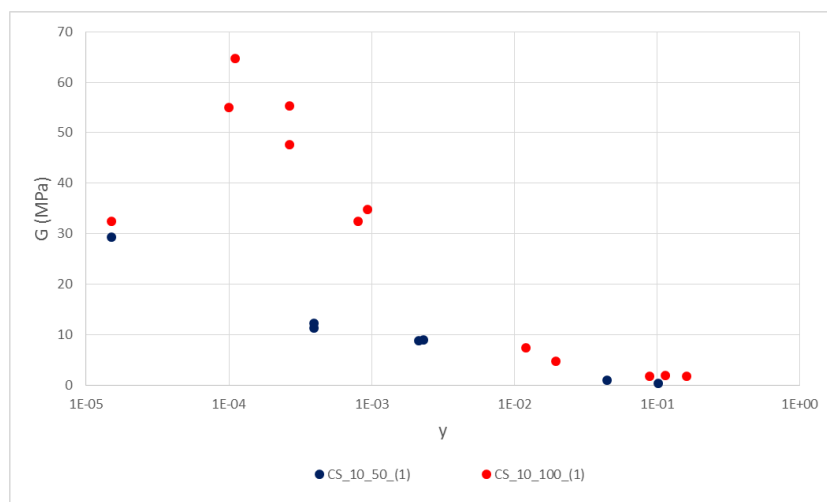


Figura 5.8 - Comparação da curva $G-\gamma$ em função da pressão de confinamento, para as amostras de areia

Como seria espectável, o aumento da pressão de confinamento conduz a valores mais elevadas do módulo de distorção. Quanto à curva de amortecimento esta aparenta manter a mesma forma e valores máximo e mínimo.

Na generalidade observa-se que com o aumento da percentagem de borracha a curva de degradação do módulo de distorção assume, simultaneamente, uma evolução mais linear, e valores cada vez mais baixos. Quanto ao coeficiente de amortecimento, não se denota uma dependência tão significativa nos resultados, talvez devido à falta de definição da histerese e do “intervalo sombra”.

Logicamente, a caracterização do comportamento dinâmico encontra-se incompleta devido à pouca quantidade de ensaios ainda efetuados e aos resultados obtidos. De forma a estimar devidamente o comportamento destas misturas a um carregamento cíclico seriam necessários mais ensaios, para diferentes percentagens de borracha (incluindo solo natural), diferentes pressões de confinamento e índice de vazios. Sugere-se a utilização de *bender-elements* para complementar o estudo e avaliar o módulo de distorção máximo.

5.1. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Com o intuito de avaliar os parâmetros resistentes das amostras ensaiadas recorre-se às envolventes de rotura, definidas pela trajetória de tensões. Estas trajetórias são obtidas a partir da tensão efetiva média de confinamento, p' , da tensão de desvio, q , e da razão de tensões, M , definidas de acordo com a Teoria dos Estados Críticos, através das expressões (5.1), (4.8) e (5.2), respetivamente.

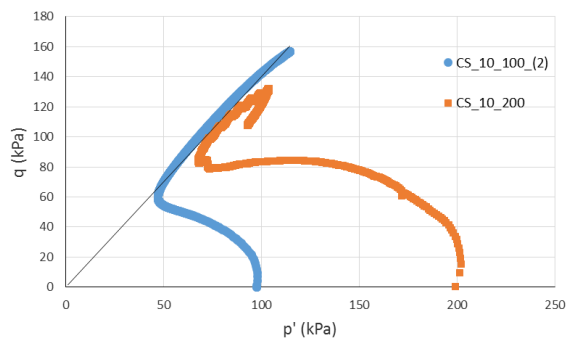
$$p' = \frac{\sigma'_v - 2\sigma'_h}{3} \quad (5.1)$$

$$M = \frac{q}{p'} \quad (5.2)$$

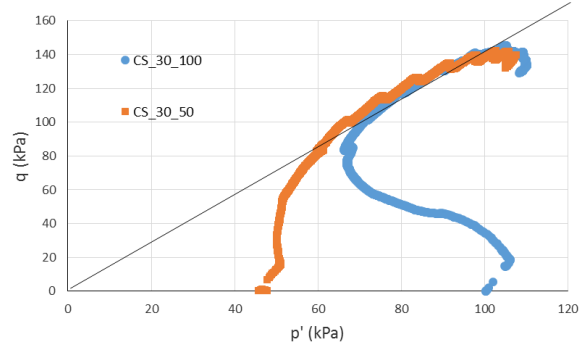
Visto que os resultados dependem do tipo de carregamento efetuado, começa-se por analisar os resultados dos ensaios triaxiais estáticos e depois os ensaios triaxiais cíclicos. Do trabalho de Teixeira (2015), os resultados revelam que a areia de Coimbra tem um $M=1,3$ e um ângulo de atrito de 30° , sem existência de coesão, quando sujeita a um carregamento monotónico. De forma a avaliar se com o aumento da percentagem de borracha existe um aumento do ângulo de atrito interno, ϕ' , e da coesão, c' , optou-se por analisar as envolventes de rotura calculando dois casos distintos. Num dos casos, considera-se a existência de coesão e no outro, que esta é nula.

5.1.1. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM CONDIÇÕES ESTÁTICAS

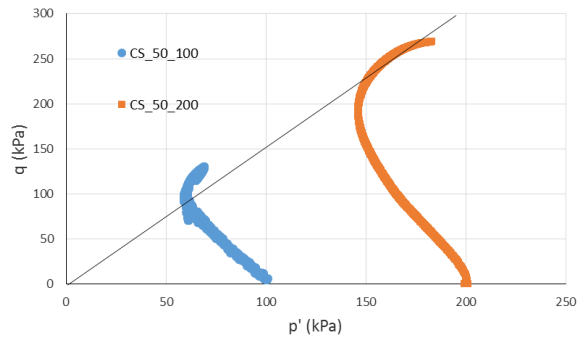
Na seguinte Figura 5.9 dispõem-se as trajetórias de tensões de todos os ensaios triaxiais monotónicos, agrupados conforme o tipo de solo e a percentagem de borracha adicionada, variando apenas a pressão de confinamento. A linha de rotura foi estabelecida de forma a não haver coesão. Os parâmetros de resistência encontram-se representados na Tabela 27.



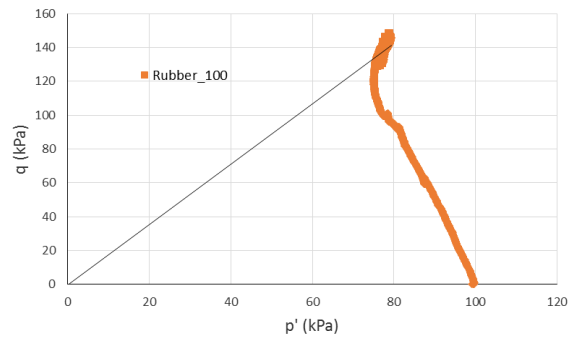
(a)



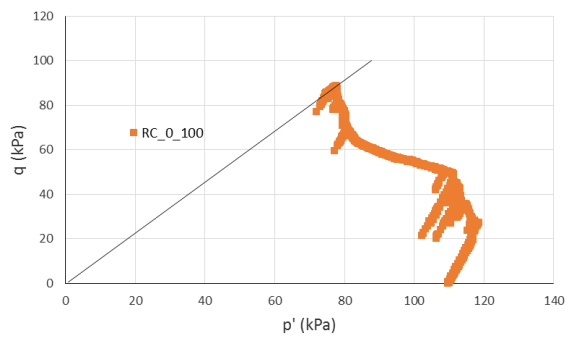
(b)



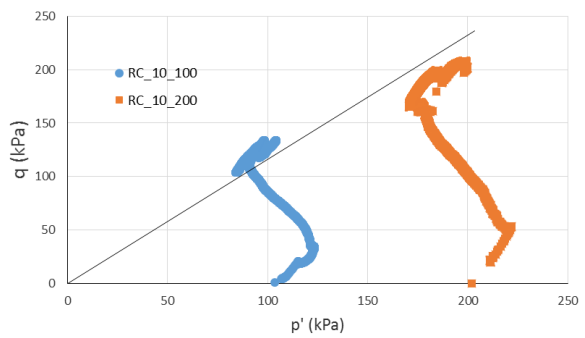
(c)



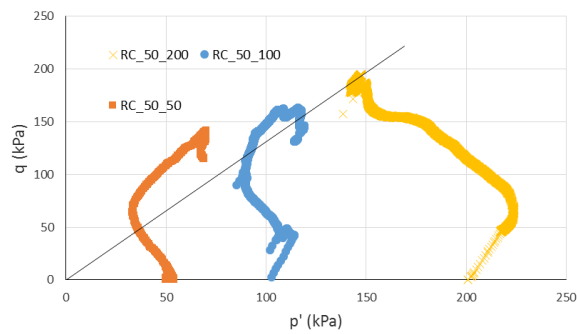
(d)



(e)



(f)



(g)

Figura 5.9 – Trajetória de tensões e linha de rotura de todos os ensaios triaxiais monotônicos, assumindo $c'=0$

Tabela 27 – Parâmetros de resistência das diferentes misturas, assumindo $c'=0$

Mistura	ϕ' (°)	M
CS_10	34,62	1,40
CS_30	35,57	1,44
CS_50	37,09	1,51
Rubber_100	43,27	1,78
RC_0	28,67	1,14
RC_10	29,15	1,16
RC_50	32,58	1,31

Como se pode observar, os resultados demonstram um aumento do ângulo de atrito com a adição de borracha, independentemente do tipo de solo. Este comportamento deve-se ao aumento da resistência friccional com a presença da borracha.

Além disso, facilmente se observa que nas misturas de areia com 50% de borracha e nas misturas de argila com 10% e 50% de borracha a linha de rotura não se encontra bem ajustada, o que indica a existência de coesão.

Esta coesão pode dever-se a uma compressibilidade dos grãos de borracha, i.e, uma deformação volumétrica, no entanto, como exposto no subcapítulo 2.4, a compressibilidade da borracha só é significativa para pressões superiores a 700 kPa. Em nenhum dos ensaios a pressão de confinamento efetiva ultrapassa este valor, no entanto a granulometria do material não é a mesma e pode-se, na verdade, estar na presença de uma deformação volumétrica das partículas. Caso a borracha se comporte como um material que respeita a Mecânica dos Solos clássica, tendo partículas incompressíveis, então esta coesão poderá resultar de uma maior resistência dada pela interface areia-borracha.

De forma a esclarecer qualquer dúvida sobre a existência de coesão na borracha, deveria ter sido realizado pelo menos mais um ensaio triaxial estático a uma pressão de confinamento distinta, de forma a traçar a linha e a envolvente de rotura dos provetes constituídos apenas por borracha.

Na Figura 5.10 e Tabela 28 repete-se e resume-se o procedimento anterior, admitindo que existe coesão. Esta análise só pode ser realizada nas envolventes que englobam mais de 1 teste, o que significa que não se consegue avaliar a amostra de argila sem adição de borracha (RC_0_100) e o de borracha (Rubber_100). Optou-se por representar apenas as linhas de rotura possíveis, ou seja, que devolvem um valor positivo de coesão.

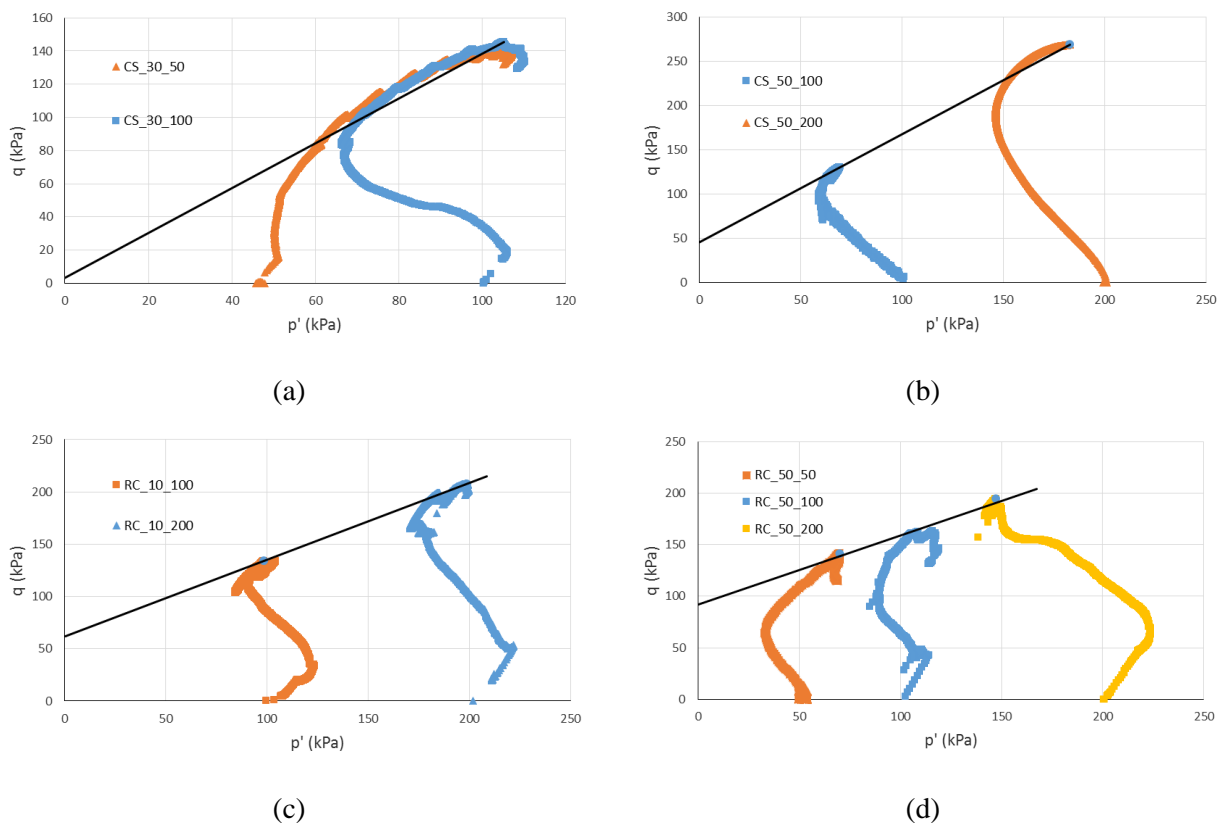


Figura 5.10 - Trajetória de tensões e linha de rotura de todos os ensaios triaxiais estáticos, assumindo a existência de coesão

Tabela 28 – Parâmetros de resistência das diferentes misturas em condições monotônicas, assumindo a existência de coesão

Mistura	ϕ' (°)	c' (kPa)
CS_30	33,51	1,48
CS_50	30,46	22,04
RC_10	19,15	29,03
RC_50	17,51	43,46

Como se pode observar com um aumento da percentagem de borracha, houve um aumento da coesão da mistura, o que vai de encontro à bibliografia estudada.

5.1.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM CONDIÇÕES CÍCLICAS

Avaliando agora os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos, a Figura 5.11 e a Tabela 29 resumem os parâmetros de resistência admitindo que não existe coesão.

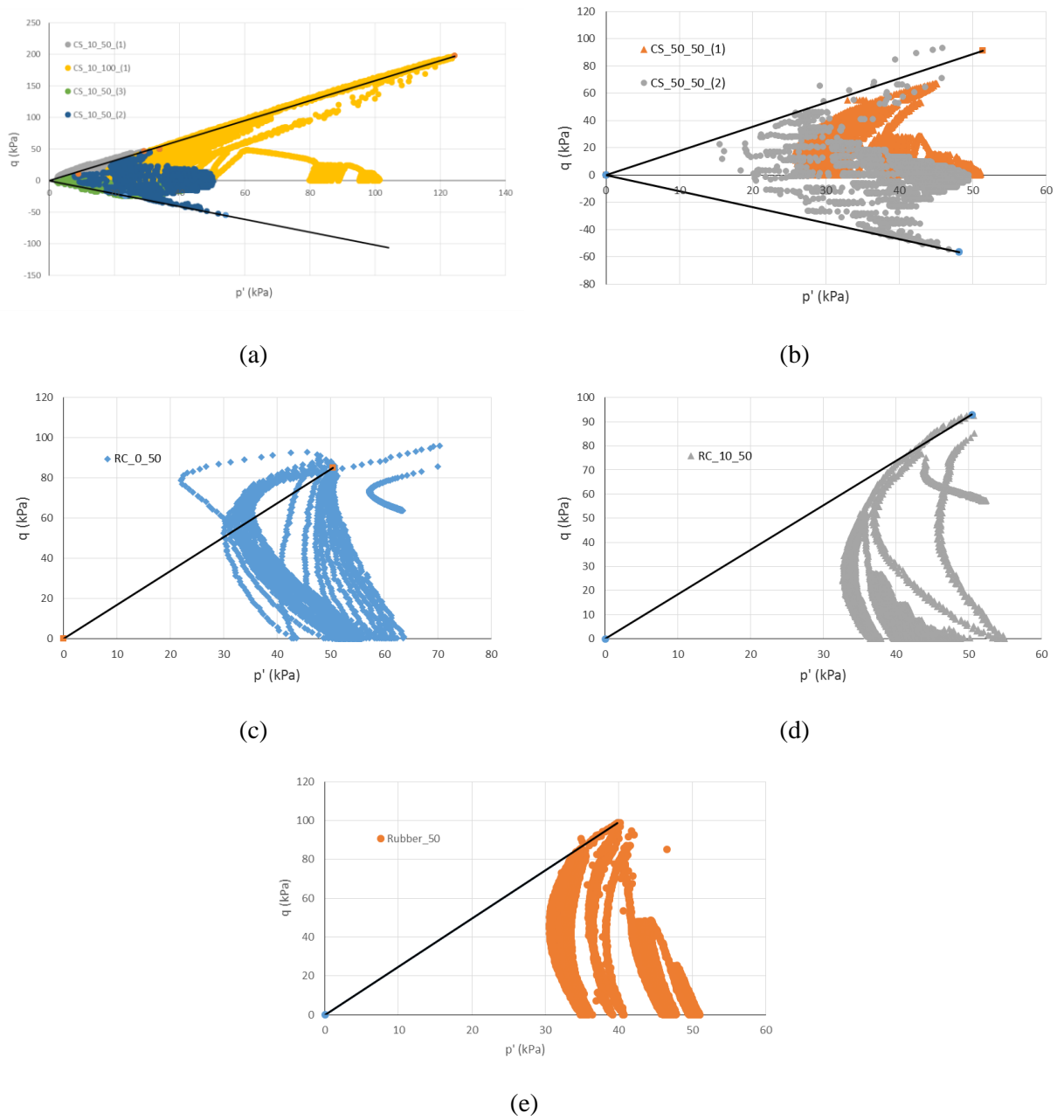


Figura 5.11 - Trajetória de tensões e linha de rotura de todos os ensaios triaxiais cíclicos, assumindo $c'=0$

Tabela 29 – Parâmetros de resistência das diferentes misturas, assumindo $c'=0$

Mistura	ϕ' (°)	M
CS_10	38,83	1,59
CS_50	43,26	1,78
Rubber_50	61,30	2,48
RC_0	41,19	1,69
RC_10	44,85	1,84

Novamente se observa que a presença de borracha provoca um aumento do ângulo de atrito interno em todas as misturas utilizadas.

Nas misturas de areia com 10% de borracha, a envolvente de rotura transmite segurança nos resultados obtidos pois os 4 provetes distintos atingem a mesma linha de rotura. Tal segurança não existe nos resultados de argila e borracha pois apenas se realizou um teste e não é possível verificar se esta está correta.

Salienta-se que o valor do ângulo de atrito na borracha, superior a 60° , é demasiado elevado e poderá não ser representativo da realidade. Conclui-se, portanto, que seria necessário mais um ensaio de borracha, a uma pressão de confinamento distinta, para verificar a envolvente de rotura e a existência ou não de coesão.

Avalia-se agora a mistura CS_50 considerando que existe coesão, não fazendo este tratamento para nenhuma das restantes amostras. Na Figura 5.12 e na Tabela 30 resume-se os parâmetros de resistência obtidos.

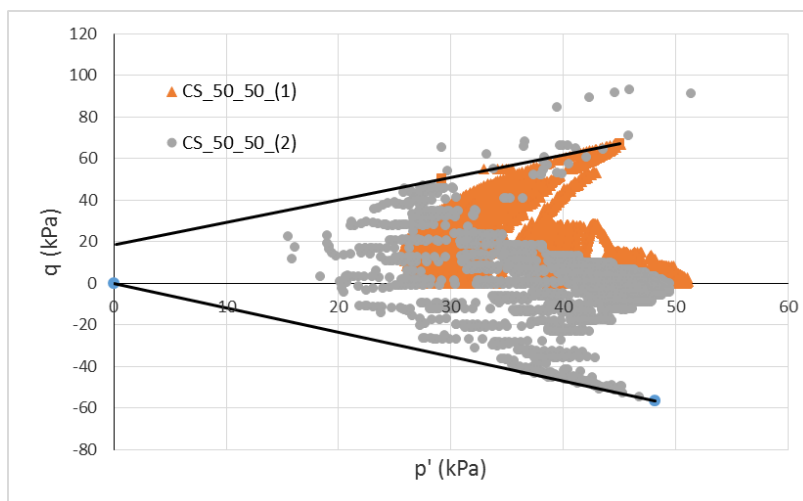


Figura 5.12 - Trajetória de tensões e linha de rotura para a mistura de areia com 50% de borracha, assumindo a existência de coesão

Tabela 30 – Parâmetros de resistência da mistura de areia com 50% de borracha, assumindo a existência de coesão

Mistura	ϕ' (°)	c' (kPa)
CS_50	27,29	8,79

Facilmente se denota que poderá existir coesão nas misturas de areia com 50% de borracha apesar de os resultados permitirem alguma subjetividade de análise. Quer isto dizer, que alguns valores do ensaio CS_50_50_(2) se encontram fora da linha de rotura do quadrante superior o que poderá indicar que esta não esteja correta. Relativamente ao quadrante inferior, visto que o ensaio CS_50_50_(1) não foi realizado na câmara triaxial cíclica, os ciclos de carga foram efetuados em compressão-descompressão e como consequência, não existem dados para se traçar a linha de rotura, assumindo que existe coesão.

É importante referir que esta análise carece de mais ensaios de forma a estudar corretamente as envolventes de rotura de ensaios triaxiais cíclicos.

5.1.3. COMPARAÇÃO ENTRE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA MONOTÓNICOS E CÍCLICOS

Ao fazer-se uma comparação dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos é de esperar que as envolventes de rotura sejam diferentes e que, para um carregamento monotónico, se obtenha parâmetros de resistência mais elevados que para um carregamento cíclico (Mohamad e Dobry, 1986). Quer isto dizer que a resistência ao corte de um determinado solo é maior quando este é carregado monotonicamente. Comparando as linhas de rotura para uma mesma mistura pode-se avaliar a veracidade desta afirmação. Sendo assim, representou-se na Figura 5.13 as envolventes estática e cíclica para a mistura CS_50 e optou-se por efetuar a avaliação considerando que existe coesão (devido às razões expostas nos dois subcapítulos anteriores).

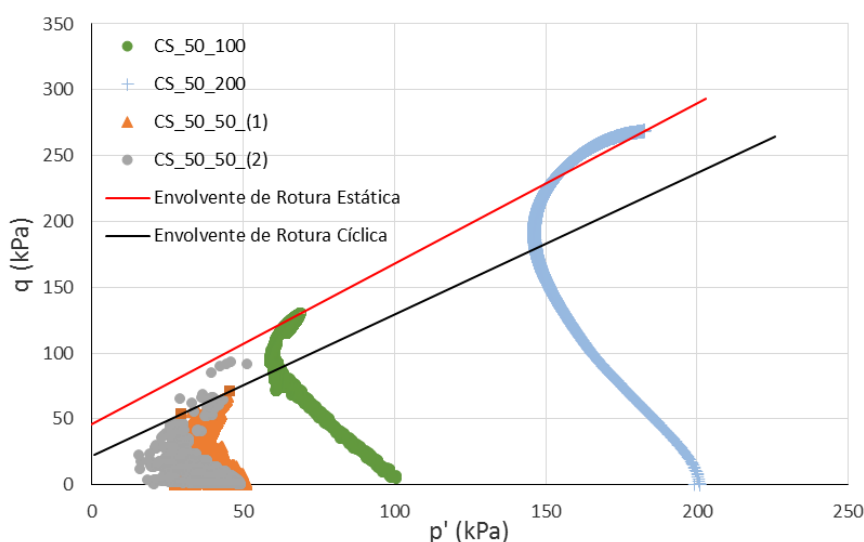


Figura 5.13 – Envolvente de rotura do carregamento monotónico e do carregamento cíclico para a mistura de areia de Coimbra com 50% de borracha

Observa-se, pelas linhas de rotura traçadas, que a resistência ao carregamento estático é, de facto, superior à resistência ao carregamento cíclico. Obviamente que a partir de apenas um resultado não se pode generalizar o comportamento das misturas de solo-borracha, principalmente se ainda não se verificou a existência de coesão na borracha ou nas misturas utilizadas neste trabalho. Visto que não se dispõe de mais dados para efetuar outra análise admitindo a existência de coesão, comparou-se as envolventes de rotura para a mistura de CS_10, assumindo que a coesão é nula (como aparenta pela análise da Figura 5.9 e Figura 5.11). Constatou-se que o resultado é oposto ao anterior, i.e a resistência ao carregamento cíclico é superior à resistência ao carregamento estático, como se pode verificar na Figura 5.14.

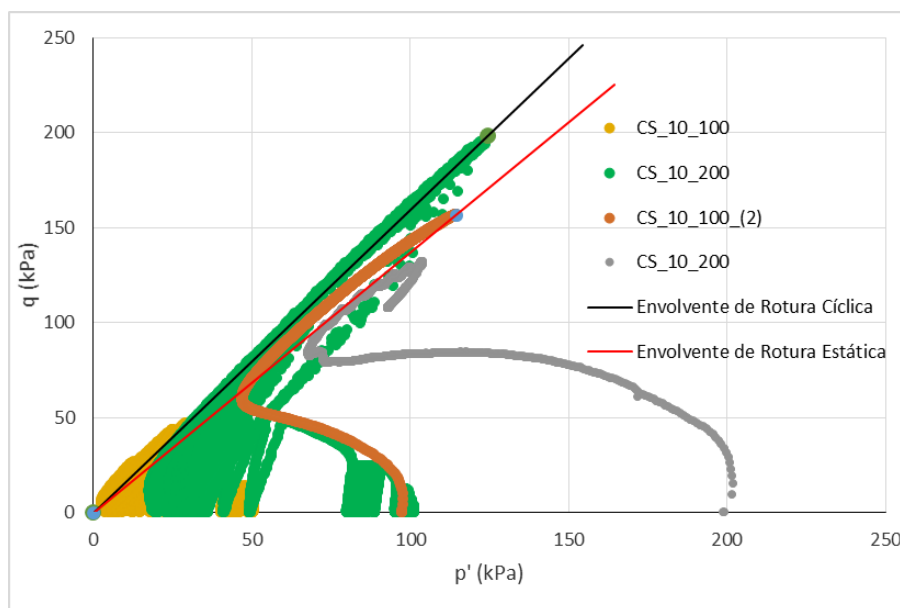


Figura 5.14 - Envoltória de rotura do carregamento monotónico e do carregamento cíclico para a mistura de areia de Coimbra com 10% de borracha

Relativamente à envoltória de rotura cíclica, não se representou todos os ensaios que a constituem de forma a não complicar a comparação que se pretendeu fazer.

Como referido anteriormente, tanto o cálculo dos parâmetros de resistência como esta análise comparativa requerem verificação com a realização de mais ensaios triaxiais que complementem os resultados já obtidos. Ao se fazer mais ensaios a diferentes pressões de confinamento para as mesmas misturas, obtém-se informação que permite traçar as envolventes de rotura cíclica para as misturas RC_0, RC_10 e borracha e as envolventes de rotura estáticas para as misturas RC_10 e borracha. Talvez fosse benéfico efetuar outro ensaio cíclico para a mistura de CS_50, de forma a eliminar as dúvidas que foram anteriormente expostas.

5.2. LIQUEFAÇÃO

A análise da liquefação foi efetuada apenas para os provetes de borracha e areia, na qual se avaliou a liquefação estática nos ensaios triaxiais monotónicos e a liquefação cíclica nos ensaios triaxiais cíclicos. Relativamente à liquefação estática esta foi avaliada com comparação da trajetória de tensões dos ensaios e a evolução excesso de pressão neutra com a Figura 2.20. Não se comparou a curva $q-\epsilon_a$

pois, como concluído no capítulo anterior, a maioria dos ensaios monotônicos não foram prolongados o suficiente para se calcular a resistência ao corte máxima e obter um pico de resistência. Quanto à liquefação cíclica, é necessário salientar que os ensaios triaxiais cíclicos não foram realizados com o objetivo de avaliar este fenômeno. Quer isto dizer, que para se avaliar a liquefação corretamente, seriam necessários ensaios não drenados onde a amplitude de carga fosse igual ao longo de todo o corte. Visto que se efetuou um corte com vários escalões de carga, os resultados não têm paralelismo com a realidade e servem apenas para comprovar o efeito benéfico da borracha.

5.2.1. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

Na seguinte Tabela 31, resume-se a pressão de confinamento e o índice de vazios ao longo do corte dos ensaios triaxiais monotônicos não drenados para os quais se avaliou a liquefação estática, de forma a comparar provetes de areia de Coimbra sem e com adição de borracha.

Tabela 31 – Parâmetros durante a fase de corte estático

Autor	Ensaio	Pressão de Confinamento (kPa)	e
(Teixeira, 2015)	TX3	50	0,68
(Teixeira, 2015)	TX5	50	0,75
(Teixeira, 2015)	TX7	150	0,71
(Teixeira, 2015)	TX9	150	0,75
(Marcos 2016)	Rubber_100	100	0,41
(Kijanka, 2016)	CS_10_100_(2)	100	0,77
(Marcos 2016)	CS_10_200	200	0,76
(Marcos 2016)	CS_30_50	50	0,64
(Marcos 2016)	CS_30_100	100	0,63
(Kijanka, 2016)	CS_50_100	100	0,52
(Kijanka, 2016)	CS_50_200	200	0,34

A Figura 5.15 representa a trajetória de tensões das amostras de areia de Coimbra sem adição de borracha. Pode-se observar que o ensaio TX5 e TX9 sofreram liquefação ao passo que os ensaios TX3 e TX7 sofreram liquefação limitada ou dilatância. Esta dúvida foi esclarecida ao se observar o gráfico da Figura 5.16. Como o excesso de pressão neutra assume valores negativos após atingir um pico positivo, estamos na presença de dilatância e não de liquefação limitada.

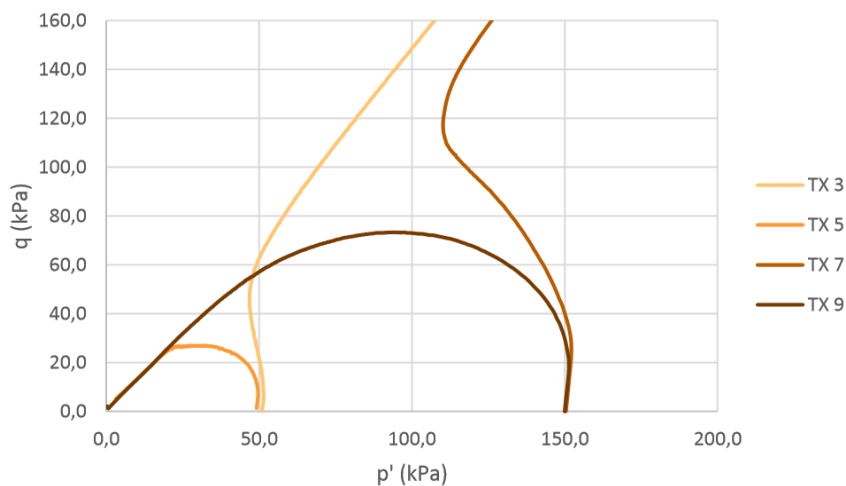


Figura 5.15 – Trajetória de tensões para os ensaios monotônicos não drenados no espaço q - p' (Teixeira, 2015)

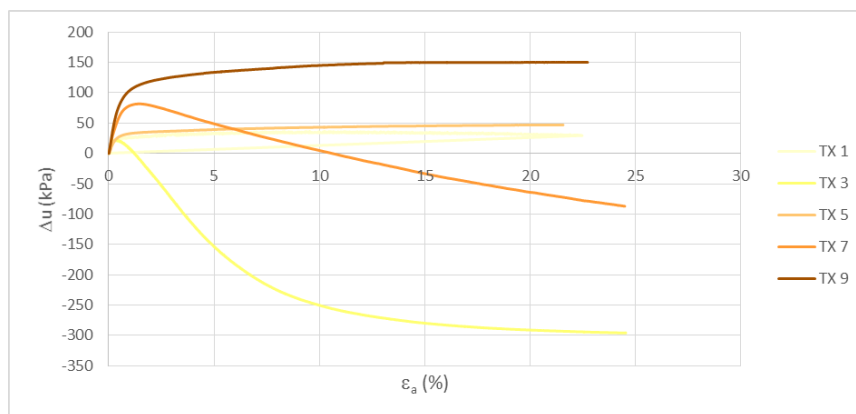
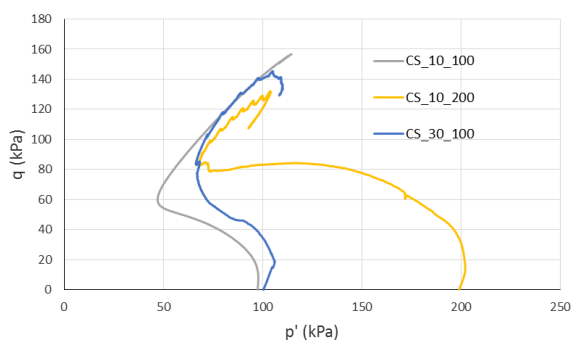
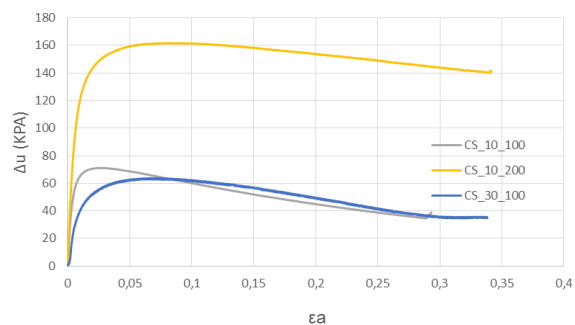


Figura 5.16 – Relação entre o excesso de pressão neutra e a deformação axial da areia de Coimbra sujeita a uma carga estática (Teixeira, 2015)

A Figura 5.17 representa a trajetória de tensões q - p' e a curva Δu - ϵ_a de alguns ensaios efetuados no âmbito deste trabalho. Na Tabela 32, resume-se o comportamento da amostra: liquefação, liquefação limitada ou corte não drenado sem liquefação.



(a)



(b)

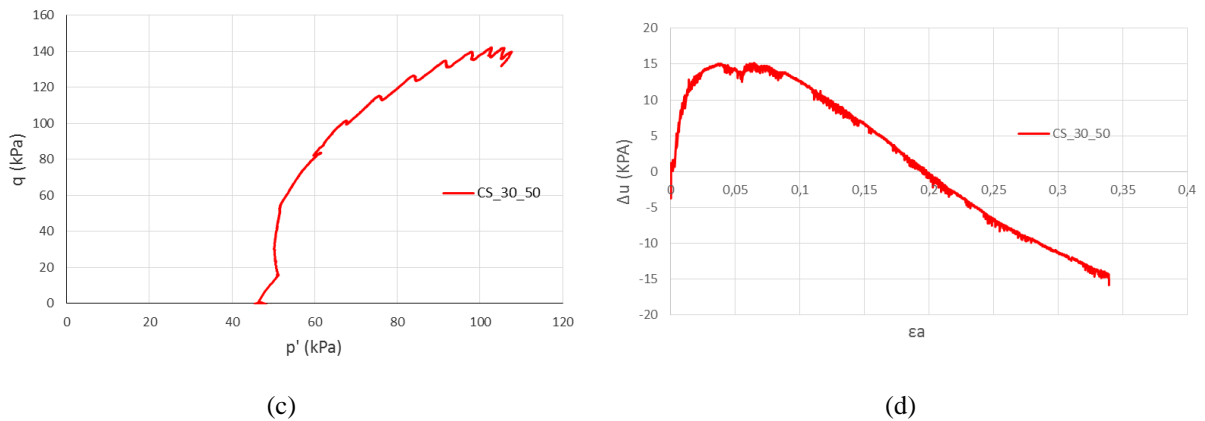


Figura 5.17 – Trajetória de tensões e excesso de pressão neutra

Tabela 32 – Comportamento durante a fase de corte estático

Ensaio	Comportamento
Rubber_100	Corte não drenado sem liquefação
CS_10_100_(2)	Liquefação Limitada
CS_10_200	Liquefação Limitada
CS_30_50	Corte não drenado sem liquefação
CS_30_100	Liquefação Limitada
CS_50_100	Corte não drenado sem liquefação
CS_50_200	Corte não drenado sem liquefação

Os gráficos dos ensaios CS_50_100, CS_50_200 e Rubber_100 não foram expostos, pois não apresentam nenhum dos fenómenos anteriores, podendo concluir-se que o seu comportamento é o típico de um corte não drenado. Significa isto que com o aumento da percentagem de borracha o comportamento da areia de Coimbra varia: passando progressivamente de liquefação estática, a liquefação limitada e, finalmente, corte não drenado sem liquefação à medida que a quantidade de borracha sobe de 0% a 100%. Como o índice de vazios durante o corte foi semelhante em todos os ensaios, assim como a pressão de confinamento, pode-se concluir que esta melhoria se deve exclusivamente à presença da borracha.

O fenómeno por detrás desta conclusão pode-se ser explicado, pois num ensaio sem adição de borracha, a pressão de água nos poros do provete aumenta até originar o afastamento dos grãos da amostra, provocando liquefação. No entanto, com a adição de borracha, este aumento da pressão poderá ser suportado pela borracha provocando apenas uma liquefação local na amostra até um ponto onde as pressões serão suficientemente elevadas para causar endurecimento do material.

5.2.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

Relativamente à liquefação cíclica, procedeu-se a uma análise com recurso ao método Simplificado (Simplified Procedure) na qual se calcula a razão atuante cíclica a que o solo consegue resistir (Seed e Idriss, 1971). Para tal, recorre-se às medições, no final da consolidação, da velocidade das ondas S dos ensaios triaxiais cíclicos não drenados e à tensão de desvio máxima, σ_d . Utilizando as expressões (5.3)

e (5.4), calcula-se os parâmetros necessários para avaliação da liquefação pelo ábaco de Andrus e Stokoe (2000), representado na Figura 5.18.

$$CSR_{tx} = \frac{\sigma_d}{2 \times \sigma'_m} \quad (5.3)$$

$$V_{s1} = V_s \times \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right)^{0,25} \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_m} \right)^{0,25} \quad (5.4)$$

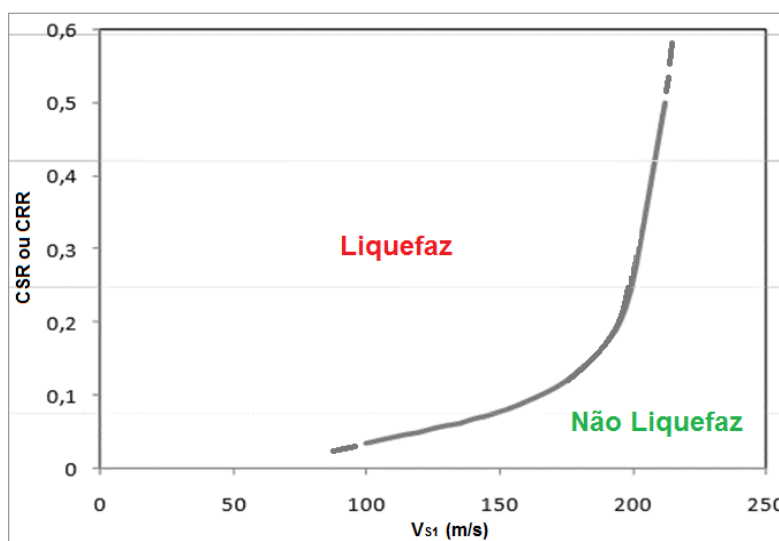


Figura 5.18 – Ábaco de Andrus e Stokoe (2000): relação entre CRR ou CSR e V_{s1}

onde, σ'_m , é a tensão efetiva média, P_a , a pressão atmosférica que se considerou igual a 100 kPa e K_0 , o coeficiente de impulso de repouso

Salienta-se que a Razão de Tensões Cíclicas *in-situ*, CSR_{insitu} , se obtém multiplicando por 0,9 a Razão de Tensões Cíclicas obtida num ensaio triaxial, CSR_{tx} . Desta feita, é possível calcular a aceleração sísmica, $a_{máx}$, necessária para provocar a liquefação dos provetes com a seguinte expressão (5.5) e (5.6) (Seed e Idriss, 1971). Os resultados obtidos foram esquematizados na Tabela 33.

$$CSR = 0,65 \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot r_d \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} r_d &= 1,0 - 0,00765 \times z, & z < 9,15m \\ &= 1,174 - 0,0267 \times z, & z = 9,15 - 23m \\ &= 0,744 - 0,008 \times z, & z = 23 - 30m \\ &= 0,5, & z > 30m \end{aligned} \quad (5.6)$$

Tabela 33 – Cálculo do parâmetro CSR_{tx} e de a_{máx}

Ensaio	V _s (m/s)	σ _{v0} (kPa)	σ' _{v0} (kPa)	σ' _{h0} (kPa)	K ₀	σ' _m (kPa)	V _{s1} (m/s)	σ' _d (kPa)	CSR _{tx}	rd	a _{máx} (m/s ²)
CS_10_50_(1)	147,92	550,8	50,04	49,99	1,001	50	175,9	46,7	0,467	0,97	0,594
CS_50_50_(1)	76,45	551,5	50,63	50,53	1,002	51	90,7	67,2	0,665	0,96	0,862
CS_10_100_(1)	146,64	400,1	96,57	96,57	1	97	147,9	198,3	1,027	0,95	3,546
Rubber_50	76,39	351,6	50,63	50,32	1,006	50	90,8	98,7	0,979	0,93	2,052

Segundo o ábaco, os resultados de CSR e V_{s1} indicam a ocorrência de liquefação cíclica em todos os ensaios efetuados para qualquer nível de solicitação cíclica. No entanto, relembra-se que os mesmos não foram efetuados com o objetivo de avaliar a liquefação cíclica e que no decorrer do corte não se registou a ocorrência deste fenómeno. Este fato verifica-se pois, pela análise da Tabela 19, o ensaio Rubber_50 não sofre de uma redução na velocidade das ondas S com a deformação. Esta redução indicaria a ocorrência de liquefação cíclica tal como exposto no subcapítulo 2.3.2.4

Neste caso, os resultados V_{s1} e CSR são enganadores pois a tensão de desvio obtida encontra-se sobrestimada devido ao esquema de carregamento utilizado. Na verdade, para avaliação da liquefação o ensaio deveria ser efetuado com uma mesma amplitude de carregamento até o provete atingir a rotura, após determinado número de ciclos. Esta amplitude deveria ser determinada de forma a estabelecer um paralelismo com a realidade, i.e. em função da aceleração sísmica esperada do local de extração do material.

Além disso, a velocidade de ondas sísmicas deveria ser medida ao longo do corte do provete de forma a existir uma correspondência com a tensão de desvio final. É sabido que, na ocorrência de liquefação, a velocidade das ondas S diminui com a deformação da amostra, portanto os valores de V_{s1} são mais elevados que os obtidos no momento em que se atinge a rotura.

A única informação pertinente que se pode retirar destes resultados deriva de uma análise aos valores de aceleração máxima obtida. Verifica-se que, para uma mesma pressão de confinamento e com o aumento da percentagem de borracha, esta aceleração aumenta o que indica uma maior resistência à liquefação.

Apesar de esta ser uma avaliação muito grosseira pode-se concluir que, tal como na liquefação estática, a adição de borracha melhora o comportamento da areia de Coimbra.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os pneus em fim de vida representam um sério problema ambiental, não só por ocuparem muito espaço mas também por serem possíveis geradores de insetos e incêndios. Sobre a ótica de procurar arranjar uma solução para estes materiais, sabe-se que a borracha tem propriedades valiosas para aplicações em Engenharia Civil devido à sua durabilidade, resiliência e disponibilidade. Visando neste trabalho a utilização de misturas constituídas por solos com adição de resíduos de borracha triturada, com diâmetro entre 0,01 mm e 0,8 mm, estudou-se o comportamento mecânico em ensaios triaxiais não drenados cíclicos e monotónicos, alguns com a instalação de equipamentos piezoelétricos *bender elements*. Complementou-se o estudo com a realização de ensaios edométricos na argila da Polónia assim como uma discussão sobre a análise granulométrica da mesma, através de diferentes métodos.

Dos resultados obtidos, verificou-se que com os ensaios edométricos, que a adição de borracha à argila da Polónia reduz o índice de compressibilidade, C_c , e aumenta os valores do módulo edométrico, E_{ed} .

Relativamente à análise granulométrica da argila, verificou-se que as normas portuguesa, polaca e europeia levam a diferentes curvas granulométricas, o que alerta para as dificuldades de harmonização das normas. Optou-se ainda por avaliar a granulometria do material recorrendo a um granulómetro a laser que, no final, providenciou uma curva granulométrica distinta das anteriores. Uma breve análise da fórmula de Stokes na Norma europeia permite verificar que, com o atual coeficiente da mesma, a constante é 129 vezes superior à da norma portuguesa.

A medição da velocidade das ondas sísmicas provou ser um instrumento útil na verificação do estado de saturação das amostras, assim como no cálculo do módulo de distorção inicial, G_0 , das diferentes misturas. Concluiu-se que é necessário algum cuidado na utilização dos *bender elements* e na aquisição da onda emitida e recebida, de forma a eliminar grande parte da subjetividade inerente ao método baseado no domínio do tempo. Em suma, obteve-se uma redução de G_0 com o aumento da percentagem de borracha nos solos, o que vai de encontro à bibliografia, e um aumento do mesmo com o aumento da pressão de confinamento efetiva. Mostrou-se ainda que é possível avaliar o coeficiente de amortecimento mínimo através da velocidade das ondas sísmicas, no entanto, para esse efeito os sinais obtidos precisam de ter mais qualidade, o que neste caso, só foi possível no provete de borracha.

Dos ensaios triaxiais não drenados monotónicos, foi possível avaliar o efeito da borracha na curva de tensão-deformação, nos parâmetros de resistência e na mitigação da liquefação estática da areia de Coimbra. Observou-se que a resistência ao corte das misturas aumenta com a pressão de confinamento, o que seria de esperar. Para a areia de Coimbra não foi possível calcular a percentagem de borracha ótima, no entanto, para a argila da Polónia concluiu-se que este valor se encontra algures entre os 50% e os 100%. Observou-se que no provete de borracha, a evolução da curva q - ϵ_a , difere da esperada, talvez devido às diferenças granulométricas entre a bibliografia estudada e o material

utilizado, seguindo uma evolução típica de um corte não drenado. Quanto aos parâmetros de resistência, os valores de ângulo de atrito interno aumentam com a percentagem de borracha e as envolventes de rotura sugerem a existência de coesão efetiva para quantidades de borracha superiores a 10%, tanto na areia como na argila. Esta coesão, que deverá surgir da borracha adicionada, não pôde ser verificada pois não se efetuaram mais ensaios triaxiais em provetes constituídos unicamente por borracha. Quanto à liquefação estática na areia de Coimbra, facilmente se conclui que esta é mitigada e que a estabilidade da mistura aumenta com a adição de borracha. Salienta-se que o provete de borracha não sofreu qualquer instabilidade relacionada com a liquefação.

Finalmente, os ensaios triaxiais cíclicos permitiram o cálculo do coeficiente de amortecimento histerético, D , e do módulo de distorção, G , dos parâmetros de resistência cíclicos e a avaliação da liquefação cíclica na areia e borracha. Em todos os ensaios se verificou que o coeficiente de amortecimento aumenta e o módulo de distorção diminui com o incremento da distorção, γ , o que confirma a extensa bibliografia sobre esta matéria. Verificou-se que duplicar a amplitude de carregamento a cada 10 ciclos de carga resulta num “intervalo sombra” de dados, o que provoca uma carência de informação. Este intervalo foi mitigado com recurso a mais escalões de carga dos que os preconizados na norma. Observou-se também que, para qualquer escalão de carga, o número de ciclos provoca um aumento na deformação permanente (no caso dos ciclos de compressão-descompressão) ou deformação histerética de cada ciclo (no caso dos ciclos de compressão-extensão), não se atingindo uma estabilização, e como consequência, os parâmetros cíclicos variam a cada ciclo, independentemente da câmara triaxial utilizada.

Concluiu-se que o coeficiente de amortecimento da borracha é constante com a deformação do provete até à rotura e sensivelmente igual a 9%. Quanto à sua curva de G - γ , esta tem um comportamento linear, para a gama de deformações ensaiada.

Facilmente se verificou que com o aumento da percentagem de borracha se atingem valores cada vez menores de módulo de distorção e a sua evolução torna-se cada vez mais linear, muito à semelhança de um provete constituído unicamente por borracha. Quanto ao coeficiente de amortecimento, este foi de difícil determinação e não permite elaborar conclusões muito precisas, devido não só ao já exposto “intervalo sombra” como também devido às limitações dos equipamentos de medição para deformações abaixo de 10^{-5} . Dos resultados obtidos verifica-se que com o aumento da borracha o coeficiente de amortecimento não aumenta necessariamente, no entanto, assume uma evolução mais contínua ou até constante, tal como nos provetes de borracha.

Relativamente aos parâmetros de resistência determinados nos ensaios triaxiais cíclicos, verificou-se que a envolvente de rotura cíclica é distinta da envolvente de rotura estática mas não foi possível afirmar se os parâmetros de resistência estáticos são mais elevados que os cíclicos, como seria de esperar. Quanto à liquefação cíclica, salienta-se que os ensaios não foram preparados nem elaborados de forma a estudar este fenómeno. Apenas se elaborou uma análise simplista da qual se pode concluir que a adição de borracha tem um efeito benéfico na mitigação da liquefação, podendo mesmo evitar o fenómeno por completo.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Obviamente que a realização desta dissertação levanta algumas dúvidas sobre o comportamento das misturas de solo com borracha, não estando esta investigação terminada. Os seguintes pontos elaboram uma sugestão de desenvolvimentos futuros de forma a completar o estudo efetuado.

Relativamente à análise granulométrica da argila da Polónia, é aconselhável efetuar mais ensaios no granulómetro a laser e reavaliar a fórmula de Stokes sugerida nas diferentes normas, com o objetivo de caracterizar devidamente a curva granulométrica deste material e retirar ilações sobre o possível erro na constante. Sugere-se também que se avalie a granulometria resultante de cada mistura utilizada, assim como o seu índice de vazios máximo e mínimo.

De forma a calcular devidamente a percentagem de borracha ótima, mais ensaios estáticos, para diferentes percentagens de borracha e pressões de confinamento são necessários para restringir o intervalo encontrado para a argila da Polónia e areia de Coimbra. Estes ensaios contribuem, também, para a obtenção de mais dados para o cálculo dos parâmetros de resistência e a análise da existência ou não de coesão efetiva devido à adição de borracha.

Já a elaboração de mais ensaios triaxiais não drenados cíclicos, com recurso unicamente à câmara triaxial cíclica permitirá a obtenção de melhores curvas de coeficiente de amortecimento e módulo de deformabilidade equivalente das misturas. A utilização desta com ensaios em coluna ressonante permitirá caracterizar as curvas para uma extensa gama de deformações, o que tornará possível o ajuste destes resultados a determinados modelos hiperbólicos. Estes modelos são úteis caso se pretenda efetuar modelação numérica ou para projeto. Destes ensaios também se obterá mais informação para o cálculo dos parâmetros de resistência e das envolventes de rotura, aos quais interessam os mesmos objetivos atrás propostos.

Caso se pretenda realizar um estudo mais elaborado da liquefação estática ou cíclica, será necessário efetuar ensaios triaxiais não drenados preparados para esse objetivo e onde se procure, preferivelmente, variar o índice de vazios. Com estes resultados, poderá aplicar-se a Teoria dos Estados Críticos e o “Simplified Procedure”, e obter conclusões mais fiáveis e representativas dos que as retiradas deste trabalho.

Outro aspeto que se poderá estudar é a possível perda de propriedades da borracha quando seca em estufa a uma temperatura superior a 40°C. Acrescenta-se também a importância de realizar ensaios, para uma determinada mistura, com parâmetros iniciais iguais, a diferentes frequências de carregamento, de forma a avaliar a ambiguidade entre o coeficiente de amortecimento histerético e viscoso e concluir, se a adoção de um modelo de cálculo histerético é representativo da realidade.

7

BIBLIOGRAFIA

- Abreu, Énio José Andrade. 2012. *Estudo das condições de liquefação da areia de Coimbra em triaxial estático e cíclico*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Achenbach, Jan. 2012. *Wave propagation in elastic solids*. Vol. 16: Elsevier.
- Ahmed, Imtiaz, and CW Lovell. 1993. "Rubber soils as lightweight geomaterials." *Transportation research record* (1422).
- Alarcon, A, GA Leonards, and JL Chameau. 1986. "A new apparatus for investigating the stress-strain characteristics of sands." *Geotechnical Testing journal* no. Vol. 9, No. 4, pp.204-212.
- Alsultan, Moahammed. 2015 [cited 14/7/2016. Available from https://www.reddit.com/r/pics/comments/3tkfg0/fire_in_the_largest_tire_graveyard_in_the_world/.
- Amer, MI, WD Kovacs, and MS Aggour. 1987. "Cyclic simple shear size effects." *Journal of geotechnical engineering* no. 113 (7):693-707.
- Andersen, Lars. 2007. *Linear elastodynamic analysis*, Aalborg: Aalborg University.
- Andrus, Ronald D, and Kenneth H Stokoe. 2000. "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* no. 126 (11):1015-1025.
- Ashmawy, AK, Rodrigo Salgado, Soumitra Guha, and VP Drnevich. 1995. "Soil damping and its use in dynamic analyses."
- ASTM. 2003. "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus." *West Conshococken, PA, 1991*.
- ASTM, D 6270-98. 2004. "Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications." *ASTM International*.
- Atkison, JH, and SE Stallebrass. 1991. Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in-situ tests. Paper read at Proceedings, 10th European Conference on SMGE. Florence.
- Bali Reddy, S, D Pradeep Kumar, and A Murali Krishna. 2015. "Evaluation of the Optimum Mixing Ratio of a Sand-Tire Chips Mixture for Geoengineering Applications." *Journal of Materials in Civil Engineering* no. 28 (2):06015007.
- Barros, J.M.C. 1996. *Factores que afectam o módulo de distorção dinâmico dos solos*, Tese de Doutorado em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.
- Beatty, JR. 1981. "Physical properties of rubber compounds." *Mechanics of pneumatic tires*:871-885.
- Been, Ken, and Mike G Jefferies. 1985. "A state parameter for sands." *Géotechnique* no. 35 (2):99-112.
- Boominathan, A, and S Hari. 2002. "Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* no. 22 (9):1027-1033.
- Borges, J. M. L. 1995. *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*, Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bosscher, Peter J, and Tuncer B Edil. 1994. "Engineering properties of tire chips and soil mixtures."
- Brignoli, Enrico GM, Marino Gotti, and Kenneth H Stokoe. 1996. "Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers."
- Britannica. <https://www.britannica.com/science/earthquake-geology/images-videos/Diagram-showing-the-main-types-of-seismic-waves-P-S/210259> 2016 [cited 24/7/2016].

- Castelló, J. D. B. 2008. El Tratamiento de Suelos Arcilloso co Cal. Fundamentos técnicos y Diseño de Mezclas. In *TRATCICA - Seminário de tratamneto de solos com cal e cimento*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Castro, Gonzalo. 1969. *Liquefaction of sands*: Harvard University.
- Castro, Gonzalo. 1975. "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* no. 101 (6):551-569.
- Castro, Joana Filipa Araújo. 2015. *Melhoramento de um solo arenoso por ativação alcalina*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Costa, Pedro Miguel Barbosa Alves. 2011. *Vibrações do sistema via-macizo induzidas por tráfego ferroviário. Modelação numérica e validação experimental*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cristelo, Nuno. 2001. *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.
- DailyMail. 2013 [cited 15/7/2016. Available from <http://www.dailymail.co.uk/news/article-2337351/Worlds-biggest-tyre-graveyard-Incredible-images-Kuwaiti-landfill-site-huge-seen-space.html>.
- Dobry, Ricardo, and Mladen Vucetic. 1988. *Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits*: Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute.
- Drnevich, Vincent P, and FE Richart. 1970. "Dynamic prestraining of dry sand." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Durán, Natalia, Mariana Silveira, and Michéle Casagrande. 2016. O Efeito de Chips de Pneu em uma Areia Reforçada. In *15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dyvik, Rune, and Christian Madshus. 1985. Lab Measurements of Gmax Using Bender Elements. Paper read at Advances in the art of testing soils under cyclic conditions.
- Edinçliler, Ayşe, Gökhan Baykal, and Kağan Dengili. 2004. "Determination of static and dynamic behavior of recycled materials for highways." *Resources, conservation and Recycling* no. 42 (3):223-237.
- Eleazer, William E, and Morton A Barlaz. 1992. Technologies for utilization of waste tires in asphalt pavement. Paper read at Utilization of Waste Materials in Civil Engineering Construction.
- European Tyre & Rubber Industry 2014. "Statistics."
- Ferreira, C. 2009. *The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Ferreira, Cristiana Maria da Fonseca. 2003. *Implementação e aplicação de transdutores piezoeléctricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes: Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Foose, Gary J, Craig H Benson, and Peter J Bosscher. 1996. "Sand reinforced with shredded waste tires." *Journal of Geotechnical Engineering* no. 122 (9):760-767.
- Fukuda, Fumihiko, Satoru Shibuya, Takahiro Degoshi, and Toshiyuki Mitachi. 1995. "Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay."
- Ghazavi, Mahmoud. 2004. "Shear strength characteristics of sand-mixed with granular rubber." *Geotechnical & Geological Engineering* no. 22 (3):401-416.
- Ghazavi, Mahmoud, and Masoud Amel Sakhi. 2005. "Influence of optimized tire shreds on shear strength parameters of sand." *International Journal of Geomechanics* no. 5 (1):58-65.
- GoogleMaps. 2016 [cited 13/08/2016. Available from <https://maps.google.pt/>.
- Gotteland, Ph, S Lambert, and L Balachowski. 2005. "Strength characteristics of tyre chips-sand mixtures." *Studia geotechnica et mechanica* no. 27 (1-2):55-66.
- Hall, JR. 1963. "Dissipation of elastic wave energy in granular soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* no. 89 (6):27-56.
- Hardin, BO, and FE Richart Jr. 1963. "Elastic wave velocities in granular soils." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* no. 89 (Proc. Paper 3407).

- Hardin, Bobby O. 1965. "The nature of damping in sands." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* no. 92 (SM5, Proc Paper 490).
- Hardin, Bobby O, and William L Black. 1966. "Sand stiffness under various triaxial stresses." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* no. 92 (ASCE# 4712 Proceeding).
- Hardin, Bobby O, and William L Black. 1969. "Closure on vibration modulus of normally consolidated clay." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*.
- Hardin, Bobby O, and Vincent P Drnevich. 1972. "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* no. 98 (sm6).
- Hazarika, H, K Yasuhara, M Hyodo, AK Karmokar, and Y Mitarai. 2008. Mitigation of earthquake induced geotechnical disasters using a smart and novel geomaterial. Paper read at Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Heitzman, Michael. 1992. "Design and construction of asphalt paving materials with crumb rubber modifier." *Transportation Research Record* no. 1339.
- Hoffman, W. 1974. "Abstract in Rubber Chemistry Technology." *Toronto, Ontario, Canada: American Chemical Society*.
- Hong, Y, Z Yang, RP Orense, and Y Lu. 2015. "Investigation of Sand-Tire Mixtures as Liquefaction Remedial Measure."
- Humphrey, Dana N. 1999. Civil engineering applications of tire shreds. Paper read at Proceedings of the Tire Industry Conference, Clemson University.
- Humphrey, Dana N, Thomas C Sandford, Michelle M Cribbs, and William P Manion. 1993. "Shear strength and compressibility of tire chips for use as retaining wall backfill." *Transportation Research Record* (1422).
- Hyodo, M, S Yamada, R Orense, M Okamoto, and H Hazarika. 2007. Undrained cyclic shear properties of tire chip-sand mixtures. Paper read at Proceedings of the international workshop on scrap tire derived geomaterials—opportunities and challenges, Yokosuka, Japan.
- Iida, Kumizi. 1938. "The velocity of elastic waves in sand." *Bulletin of the Earthquake Research Institute* no. 16:131-144.
- Iida, Kumizi. 1940. "On the Elastic Properties of Soil, particularly in relation to its Water Content."
- Inaudi, Jose A, and James M Kelly. 1995. "Linear hysteretic damping and the Hilbert transform." *Journal of Engineering Mechanics* no. 121 (5):626-632.
- Ishihara, Kenji. 1985. Stability of natural deposits during earthquakes. Paper read at Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Jardine, RJ, AB Fourie, DM Potts, and JB Burland. 1986. "Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction." *Geotechnique* no. 36 (3):377-396.
- Jefferies, Mike, and Ken Been. 2015. *Soil liquefaction: a critical state approach*: CRC Press.
- JGS. 1998. *Remedial Measures against Liquefaction from Investigation and Design to Implementation*. Edited by Japanese Geotechnical Society: A.A. Balkema.
- JGS. 2000. "JGS 0542-2000 - Method for cyclic triaxial test to determine deformation properties of geomaterials." *The Japanese Geotechnical Society*.
- Jorge, C.R.R. 1994. *Zonation of liquefaction potential. Application in Portugal*, Tese de Mestrado, Universidade de Lisboa.
- Kaneko, Takashi, Rolando P Orense, Masayuki Hyodo, and Norimasa Yoshimoto. 2012. "Seismic response characteristics of saturated sand deposits mixed with tire chips." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* no. 139 (4):633-643.
- Karg, Christian, and Wim Haegeman. 2005. Advanced cyclic triaxial and bender element testing. Paper read at Proceedings 12th International Congress on Sound and Vibration, 11-14 July, 2005, Lisbon, Portugal.
- Karl, Lutz. 2005. *Dynamic soil properties out of SCPT and bender element tests with emphasis on material damping*, Ghent University.
- Kijanka, Malgorzata. 2016. *Soil-Rubber Mixtures for Vibration Isolation*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Kokusho, Takejo. 1980. "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range." *土質工学会論文報告集* no. 20 (2):45-60.

- Kowalska, Magdalena. 2015. "Properties of Red Clay." *Silesian University of Technology*.
- Kramer, Steven L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*: Pearson Education India.
- Lee, Hyun Jong, and Han Sung Roh. 2007. "The use of recycled tire chips to minimize dynamic earth pressure during compaction of backfill." *Construction and Building Materials* no. 21 (5):1016-1026.
- Lee, JH, R Salgado, A Bernal, and CW Lovell. 1999. "Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* no. 125 (2):132-141.
- Lee, Jong-Sub, and J Carlos Santamarina. 2005. "Bender elements: performance and signal interpretation." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* no. 131 (9):1063-1070.
- Liang, Robert, and Suckhong Lee. 1996. "Short-term and long-term aging behavior of rubber modified asphalt paving mixture." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (1530):11-17.
- Liu, HS, JL Mead, and RG Stacer. 2000. "Environmental effects of recycled rubber in light-fill applications." *Rubber Chemistry and Technology* no. 73 (3):551-564.
- Lo Presti, DCF, M Jamiolkowski, O Pallara, A Cavallaro, and S Pedroni. 1997. "Shear modulus and damping of soils." *Geotechnique* no. 47 (3):603-617.
- Mashiri, MS, M Neaz Sheikh, JS Vinod, and Hing Ho Tsang. 2013. "Dynamic properties of sand-tyre chip mixtures."
- Matos Fernandes, Manuel. 2011. *Mecânica dos Solos—Introdução à engenharia geotécnica*. FEUP edições. Porto, Portugal.(in Portuguese).
- Matos Fernandes, Manuel de. 2006. *Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais*: FEUP edições.
- Maupin Jr, G. 1996. "Hot mix asphalt rubber applications in Virginia." *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (1530):18-24.
- Mogami, T, and K Kubo. 1953. The behavior of soil during vibration. Paper read at Proc. 3rd Inter. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrg.
- Mohamad, Ramli, and Ricardo Dobry. 1986. "Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand." *Journal of Geotechnical Engineering* no. 112 (10):941-958.
- Moreira, Abílio Renato Matos Oliveira. 2015. *Experimental Determination of Soil Damping. Application to the residual soil from Porto granite*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil.
- Nakhaei, A, SM Marandi, S Sani Kermani, and MH Bagheripour. 2012. "Dynamic properties of granular soils mixed with granulated rubber." *Soil dynamics and earthquake engineering* no. 43:124-132.
- Neaz Sheikh, M, MS Mashiri, JS Vinod, and Hing-Ho Tsang. 2012. "Shear and Compressibility behavior of sand–tire crumb mixtures." *Journal of Materials in Civil Engineering* no. 25 (10):1366-1374.
- Negussey, Dawit, and Yoginder P Vaid. 1984. "A critical assessment of membrane penetration in the triaxial test."
- Okamoto, Maki, RP Orense, M Hyodo, and J Kuwata. 2008. Monotonic shear behaviour of sand-tyre chips mixtures. Paper read at Proceedings of the geotechnical symposium, New Zealand Geotechnical Society, Auckland, NZ.
- Papagiannakis, Thomas, Carlton Ho, Eyad Masad, and Ramzi Taha. 1996. "Engineering properties of tire/soil mixtures as a lightweight fill material."
- Park, Dugkeun. 1998. *Evaluation of dynamic soil properties: strain amplitude effects on shear modulus and damping ratio*: Cornell University, May.
- Pedro, Antonio. 2013. *Geotechnical investigation of Ivens shaft in Lisbon*, Imperial College London.
- Pedro, António, Paulino Santos, Luís Araújo Santos, Paulo Coelho, and David M. G. Taborda. 2016. Potenciais fontes de erro na realização e interpretação de ensaios de bender elements em amostras reconstituídas de areia. In *15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

- Pereira, Cláudio, Cristiana Ferreira, Raquel Carvalho, and António Gomes Correia. 2016. Avaliação do Comportamento Mecânico de um Solo Reforçado com Fibras em Carregamento Estático e Cíclico, de muito Pequenas a Grandes Deformações. In *15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pinto, João Pedro da Costa. 2016. *Determinação Experimental do Amortecimento de um Solo: Desenvolvimento de uma ferramenta de aplicação laboratorial*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pistolas, G-A, A Anastasiadis, and K Pitilakis. 2015. "Dynamic Properties of Gravel-Recycled rubber mixtures: Resonant Column and Cyclic Triaxial Tests." In.
- Promptthangkoon, P, and AFL Hyde. 2007. Compressibility and liquefaction potential of rubber composite soils. Paper read at Scrap Tire Derived Geomaterials-Opportunities and Challenges: Proceedings of the International Workshop IW-TDGM 2007 (Yokosuka, Japan, 23-24 March 2007).
- Rauch, Alan F. 1997. "EPOLLS: an empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes."
- Reddy, KR, and RE Saichek. 1998. Characterization and performance assessment of shredded scrap tires as leachate drainage material in landfills. Paper read at Proc., 14th International Conf. on Solid Waste Technology and Management.
- Reddy, Krishna R, and Aravind Marella. 2001. "1PROPERTIES OF DIFFERENT SIZE SCRAP TIRE SHREDS: IMPLICATIONS ON USING AS DRAINAGE MATERIAL IN LANDFILL COVER SYSTEMS."
- Rios, Sara, António Viana da Fonseca, Magdalena Kowalska, and Malgorzata Kijanka. 2016. Misturas de Solo-Borracha para Isolamento de Vibrações. In *15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Robertson, PK, and CE Fear. 1996. Soil liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. Paper read at Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance.
- Rocha, José Miguel Marques da. 2013. "Definição de condições de liquefacção em triaxial à luz da teoria dos estados críticos e avaliação de risco por razão de velocidades de ondas sísmicas numa areia dunar."
- Roesset, J. 1991. Energy dissipation. Paper read at Proc. of the NSF/EPRI Workshop on Dynamic Soil Properties and Site Characterization, Report No. NP7337, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- Sanches, Sara Inês Diegues Pimentel. 2013. *Reforço de solos moles de fundação de aterro em deep soil mixing: modelação de caso de estudo*, Tese de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sanchez-Salineró, Ignacio, Jose M Roesset, II Stokoe, and H Kenneth. 1986. Analytical studies of body wave propagation and attenuation. DTIC Document.
- Santamarina, J Carlos, A Klein, and Moheb A Fam. 2001. "Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring." *Journal of Soils and Sediments* no. 1 (2):130-130.
- Santos, JA, RC Gomes, JC Lourenço, F Marques, PALF Coelho, R Azeiteiro, LA Santos, V Marques, A Viana da Fonseca, and M Soares. 2012. Coimbra sand-round robin tests to evaluate liquefaction resistance. Paper read at 15th World Conference on Earthquake Engineering.
- Santos, Jaime Alberto dos. 1999. *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção: aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Santos, Paulino, António Pedro, Paulo Coelho, Luís Araújo Santos, and David M. G. Taborda. 2016. Caracterização da rigidez inicial da areia de Coimbra - Lote I. In *15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Scholte, JG. 1947. "The range of existence of Rayleigh and Stoneley waves." *Geophysical Journal International* no. 5 (s5):120-126.

- Seed, H Bolton, and Izzat M Idriss. 1970. "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses."
- Seed, Harry Bolton, and Izzat M Idriss. 1971. "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Senez, Philipe C., and M.D.T Casagrande. 2016. Análise do Comportamento de uma Areia Reforçada com Fibras de Politereftalato de Etileno (PET) submetida a ensaios Triaxiais. In *15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do porto.
- Siddique, Rafat. 2007. *Waste materials and by-products in concrete*: Springer Science & Business Media.
- Silva, Joana Marques Saraiva de Almeida. 2012. *Estudo de liquefacção estática e cíclica de um silte com recurso a ensaios triaxiais com Bender Elements*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Silveira, Mariana Vela, and Michéle Dal Toé Casagrande. 2016. Avaliação da Inclusão de Fibras de Sisal na Resposta Tensão e Deformação do Solo. In *15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Skempton, AW. 1954. "The pore-pressure coefficients A and B." *Geotechnique* no. 4 (4):143-147.
- Soares, S. M. C. 2015. *Evaluation of Soil Liquefaction Potential based on Laboratory Data. Major factors and limit boundaries*, Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sottomayor, J.G., and M.D.T Casagrande. 2015. "Estudo experimental de solo reforçado com fibra de coco utilizando ensaios de placa de grande magnitude para aplicação em obras geotécnicas." *From Fundamentals to Applications in Geotechnics*. D. Manzanal and A.O. Sfriso (Eds.). IOS Press. pp. 341-348.
- Stoneley, ROBERT. 1924. "Elastic waves at the surface of separation of two solids." *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character* no. 106 (738):416-428.
- Sutter, Kevin G, and Zheng-Yi Feng. 2000. "Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures."
- Taborda, David MG. 2011. *Development of constitutive models for application in soil dynamics*, Imperial College London.
- Tatsuoka, Fumio. 1992. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Paper read at Proc. of 9th Asian Regional Conf. on SMFE.
- Teixeira, Sara Pinto. 2015. *Avaliação e modelação do comportamento de um solo arenoso face ao potencial de liquefação*, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Terzaghi, Karl. 1951. "Theoretical soil mechanics."
- Terzaghi, Karl, Ralph B Peck, and Gholamreza Mesri. 1996. *Soil mechanics in engineering practice*: John Wiley & Sons.
- Testing, A. S. O. D. G. 1982. "Dynamic geotechnical testing a symposium sponsored by ASTM Committee D-18 on Soil and Rock for Engineering Purposes." *Philadelphia, ASTM*.
- Tsang, Hing- Ho. 2008. "Seismic isolation by rubber-soil mixtures for developing countries." *Earthquake engineering & structural dynamics* no. 37 (2):283-303.
- Tsuchida, H. 1970. Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. Paper read at Abstract of the seminar in the Port and Harbor Research Institute.
- U.S.Army. <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/4e/AlaskaQuake-FourthAve.jpg> 1964 [cited 19/7/2016].
- Uchimura, Taro, N Chi, Shanmugaratnam Nirmalan, Takuya Sato, Mehrashk Meidani, and Ikuo Towhata. 2007. Shaking table tests on effect of tire chips and sand mixture in increasing liquefaction resistance and mitigating uplift of pipe. Paper read at Proceedings, international workshop on scrap tire derived geomaterials—opportunities and challenges, Yokosuka, Japan.
- Verruijt, A. 1999. Dynamics of soils with hysteretic damping *Dynamique des sols avec amortissement hysteretique*. Paper read at Geotechnical engineering for transportation infrastructure: theory and practice, planning and design, construction and maintenance: proceedings of the twelfth

- European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Amsterdam, Netherlands, 7-10 June 1999.
- Viana da Fonseca, A. 1996. *Geomechanics in residual soils from Porto granite. Criteria for the design of shallow foundations*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, A. 2013. "Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada." *Revista Geotécnica* no. 128:3-35.
- Viana da Fonseca, A, and C Ferreira. 2002. Bender-elements como técnicas laboratoriais excelentes para avaliação de parâmetros geotécnicos referenciais. Paper read at 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa.
- Viggiani, Giulia, and JH Atkinson. 1995. Interpretation of bender element tests. Paper read at International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts.
- Wikipedia. https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/4/42/Liquefaction_at_Niigata.JPG 1964 [cited 19/7/2016].
- Xu, X, SH Lo, Hing-Ho Tsang, and M Neaz Sheikh. 2009. Earthquake Protection by Tire-Soil Mixtures: Numerical Study. Paper read at New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference Proceedings, Christchurch, New Zealand, April.
- Yokel, FY, P Dutko, Richard S Ladd, R Dobry, and RM Chung. 1989. "Pore-water pressure buildup in clean sands because of cyclic straining."
- Youd, TL. 1984. Recurrence of liquefaction at the same site. Paper read at Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering.
- Youd, TL, IM Idriss, Ronald D Andrus, Ignacio Arango, Gonzalo Castro, John T Christian, Richardo Dobry, WD Liam Finn, Leslie F Harder Jr, and Mary Ellen Hynes. 2001. "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* no. 127 (10):817-833.

ANEXOS

1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

DATA 11/03/2016		ANÁLISE GRANULOMÉTRICA LNEC - E 196 - 1966					Amostra : Argila da Polónia Prof.: -			
MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf) MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) % RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)										$m_t = 56,51$ $m_{10} = 0,00$ $m'_{10} = 56,51$ $N'_{10} = 0,0$
FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)										
PENEIROS		3"	2"	1,5"	1"	3/4"	3/8"	nº4	nº10	
ABERTURA (mm)		76,1	50,8	38,1	25,4	19,0	9,51	4,76	2,00	
MASSA RETIDA (gf)	(m_x)	0	0	0	0	0	0	0	0	
%RETIDA	$[N_x=(m_x/m_t) \times 100]$	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	
%RETIDA ACUMULADA	(N'_x)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	
%PASSADA ACUMULADA	($N''_x=100-N'_x$)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	
FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)										
NÚMERO DA PROVETA	5	TEMP. MÉDIA DO ENSAIO, (°C) T= 22,5				PROV. SECO AO AR, $m_b = 56,51$				
NÚMERO DO DENSÍMETRO	1	$K = 30 \mu / (980(\gamma_s - \gamma_w)^{0,5}) = 0,00335$				PROVETE SECO (gf) : 56,51				
CORRECÇÕES :		$A = (100/m_b)(\gamma_s/(\gamma_s - 1)) = 1,8371$				SEM PRÉ-TRATAMENTO, $m_b = 56,51$				
MENISCO, $C_M = 0,0005$		Nº da cápsula	Peso Solo humido, gf	Peso Solo seco, gf	T. água w, (%)	COM PRÉ-TRATAMENTO, $m_b =$				
ANTIFLOCULANTE, $C_A = 0,0025$						PERDA NO PRÉ-TRATAMENTO (gf) , $n_p =$				
P. VOL. PART. SÓLIDAS, $\gamma_s = 27,20$		0	0,00	0,00	0,0	(%) , $N_p =$				
MASSA DA AMOSTRA SECA A ENSAIAR (gf) $m_b = 56,51$										
PENEIROS		nº20	nº40	nº60	nº80	nº140	nº200			
ABERTURA (mm)		0,841	0,425	0,250	0,180	0,106	0,075			
MASSA RETIDA (gf)	(m_x)	0,00	0,05	0,24	0,46	1,16	0,81			
%RETIDA	$n_x = (m_x/m_b) \times 100$	0,00	0,09	0,42	0,81	2,05	1,43			
%RETIDA ACUMULADA	(n'_x)	0,00	0,09	0,51	1,33	3,38	4,81			
%PASSADA ACUMULADA	$n''_x = 100 - n'_x$	100,00	99,91	99,49	98,67	96,62	95,19			
%PASSADA ACUM. TOTAL	$N''_x = n''_x (100 - N'_{10}) / 100$	100,0	99,9	99,5	98,7	96,6	95,2			
FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 75 µm - SEDIMENTAÇÃO										
TEMPO (min.)	TEMPE- RATURA (°C)	CORREC. DA TEMP. C_T	LEIT. NO DENSÍMET. L_s	$L_s + C_M - C_A +$ $+C_T$ L_c	Z (cm)	Z / t	$D = K(Z/t)^{0,5}$	$B = 10^3(L_c - 1)$	$A \times B$ n_b (%)	$n_b(100 - N'_{10}) /$ 100 N_b (%)
1	23,6	0,0006	1,0355	1,0341	6,892	6,892	0,0088	34,10	62,65	62,6
2	23,6	0,0006	1,0350	1,0336	7,027	3,514	0,0063	33,60	61,73	61,7
5	23,3	0,0006	1,0335	1,0321	7,431	1,486	0,0041	32,10	58,97	59,0
15	23,6	0,0006	1,0325	1,0311	7,700	0,513	0,0024	31,10	57,14	57,1
30	23,1	0,0006	1,0310	1,0296	8,104	0,270	0,0017	29,60	54,38	54,4
60	22,8	0,0004	1,0295	1,0279	8,508	0,142	0,0013	27,90	51,26	51,3
250	21,3	0,0002	1,0250	1,0232	9,720	0,039	0,0007	23,20	42,62	42,6
1440	20,5	0,0000	1,0195	1,0175	11,201	0,008	0,0003	17,50	32,15	32,1
2950	20,7	0,0000	1,0180	1,0160	11,605	0,004	0,0002	16,00	29,39	29,4

1.2. PESO VOLÚMICO SECO

DATA 11/03/2016	PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS CEN ISO/TS 17892-3	Amostra: Argila da Polónia Profundidade: -
--------------------	---	---

1-CALIBRAGEM

t ₁	TEMPERATURA DE CALIBRAGEM DO PICNÓMETRO (° C)	26,1	25,9
m ₁	PESO DO PICNÓMETRO (gf)	54,45	55,91
m ₂	PESO DO PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	154,09	155,53

2-DETERMINAÇÃO DO PESO VOLÚMICO

-	NÚMERO DO PICNÓMETRO (gf)	19	20
m ₃	PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	154,18	155,59
m ₅	PICNÓMETRO + PROVETE + ÁGUA DESTILADA (gf)	171,54	172,97
-	NÚMERO DA CÁPSULA (gf)	19	20
A	PESO DA CÁPSULA (gf)	213,33	257,59
B	PESO DO PROVETE SECO + CÁPSULA (gf)	240,52	284,67
m ₄ =B-A	PESO DO PROVETE SECO (gf)	27,19	27,08
tx	TEMPERATURA DO ENSAIO (° C)	22,7	23,5
K	RAZÃO ENTRE AS DENSIDADES DA ÁGUA À TEMPERATURA DO ENSAIO A 20° C	0,999	0,999
$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} - 981$	PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)	27,11	27,36
MÉDIA DOS PESOS VOLÚMICOS DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)		27,23363	